

Universidad. *Facultad particular de la U*
 BIBLIOTECA *Central*

Revisado el *2002-05-24*

Valor *\$ 1.00*

Nº Clasificación *2002 C139 JC.409*



690 x 563 DL

*690
 Mampostería
 Dinteles
 Materiales Cerámicos
 morteros*

*693.1

 691*



UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

La Universidad Católica de Loja

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**“ANÁLISIS Y DISEÑO DE
MAMPOSTERIA Y DINTELES
UTILIZANDO MATERIALES
CERAMICOS”**

*Tesis de Grado previa a la obtención del
Título de Ingeniero Civil.*

AUTOR:

Patricio F. Cajamarca M

DIRECTOR:

Ing. José Songor E.

LOJA - ECUADOR

2001

CERTIFICACIÓN:

Señores:

**MIEMBROS DEL H. CONCEJO DE FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE
LA UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA.**

De mis consideraciones.

En calidad de Director de la presente Tesis “ **ANÁLISIS Y DISEÑO DE
MAMPOSTERÍA Y DINTELES UTILIZANDO MATERIALES CERÁMICOS**”,
realizada por el Señor Egresado Patricio Fernando Cajamarca Mendoza.

CERTIFICO:

Que la presente tesis ha sido revisada en forma prolija, por lo que luego de haberse
realizando las respectivas correcciones, autorizo su presentación ante el H. Concejo de
Facultad de Ingeniería Civil.

Atentamente,



Ing. José Songor E.

AUTORIA.

Los temas y conceptos expuestos en el presente trabajo son de exclusiva responsabilidad del autor

Patricio F. Cajamarca M.

AGRADECIMIENTO:

Luego de haber terminado mis estudios universitarios, me queda la profunda satisfacción de cumplir mis metas trazadas llegando al final de una etapa para luego empezar a poner en práctica los conocimientos adquiridos.

Dejo constancia de una gratitud eterna a la UTPL la que día a día forma profesionales capaces e idóneos, así como también agradezco a mis profesores que en forma incansable disipan sus sabios conocimientos en la noble causa de enseñar

También dejo constancia de un especial agradecimiento al Ing José Songor por su apreciable ayuda con sus bastos conocimientos a la terminación del presente trabajo.

DEDICATORIA:

No se puede decir con pocas palabras toda la gratitud y el agradecimiento que se merece mi madre por todo el cariño y el sacrificio que ha puesto para que llegue hasta donde he llegado, solo con el apoyo y la ayuda de ella, es lo que me ha empujado a la meta. No puedo dejar de agradecerle a todos mis hermanos.

Patricio Fernando.

INTRODUCCIÓN

La región de Loja contiene en abundancia y de excelente calidad una gran cantidad y variedad de arcillas, las mismas que se las ha empleado esencialmente para la construcción de ladrillos, inicialmente solo en forma artesanal para desde hace algún tiempo mecanizar el proceso constructivo, dando lugar a una forma de ladrillo de mejor presentación – se los puede colocar sin enlucir – y mayor resistencia pero con el inconveniente del precio lo que ha ocasionado una baja demanda.

El presente trabajo tiene la intención de mostrar sus ventajas ya sea en el proceso constructivo, como en su resistencia dentro de la mampostería.

Se ha seleccionado los ladrillos de la Fábrica ARCIMEGO, por cuanto posee en la actualidad las mejores instalaciones ya sea para la fabricación como para la quema, que es el paso que más influye dentro del acabado del ladrillo, y ha prestado la colaboración necesaria para la realización del presente trabajo.

En este trabajo en si se ha investigado las diferentes formas de confección del ladrillo para luego pasar a determinar sus propiedades mecánicas, posteriormente se confeccionaron pilas de mampostería para llegar a determinar así mismo sus propiedades mecánicas.

En los capítulos siguientes se investigó las diferentes formas y construcción de los tipos de dinteles, así mismo se construyeron modelos reales y a escala natural de dinteles con diferentes formas constructivas para llegar a determinar y verificar las hipótesis

planteadas al inicio del presente trabajo. Y de esta manera poder determinar la conveniencia o no de la utilización de las formas constructivas de los dinteles y establecer conclusiones y recomendaciones en la investigación realizada.

ESQUEMA

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

1.1 ANTECEDENTES

1.2 OBJETIVOS

CAPÍTULO 2

2.1 LADRILLOS

2.1.1 DEFINICIÓN

2.1.2 CLASIFICACIÓN

2.1.3 ALGUNOS TIPOS DE LADRILLOS QUE SE FABRICAN EN LA LOCALIDAD

2.1.4 DATOS RECOPIADOS DE ESTUDIOS REALIZADOS EN ALGUNAS FÁBRICAS DE LA LOCALIDAD

2.1.5 DETERMINACIÓN DE LOS PORCENTAJES DE ARCILLA, ARENA, CAOLÍN Y DEMÁS COMPONENTES DEL LADRILLO

2.1.6 ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

2.1.7 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

2.1.8 MÓDULO DE ROTURA

2.1.9 MÓDULO DE ELASTICIDAD

2.1.10 RESISTENCIA DEL LADRILLO AL CORTE

2.1.11 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA
COMPRESIÓN DE LADRILLOS

2.2 MORTEROS

2.2.1 DEFINICIÓN

2.2.2 TIPOS DE MORTERO

2.2.3 DOSIFICACIÓN DE MORTEROS

2.2.4 ÁRIDO FINO A UTILIZARSE EN LA ELABORACIÓN DEL
MORTERO

2.2.5 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL ÁRIDO

2.2.6 ENSAYOS DE DENSIDADES, GRANULOMETRÍAS,
IMPUREZAS ORGÁNICAS PARTÍCULAS FINAS MENORES DE
75 MICRAS, SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS DESPUÉS DE
UNA HORA, CONTENIDO DE HUMEDAD

2.2.7 DATOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS EN EL
LABORATORIO DE RESISTENCIA DE MATERIALES

2.2.8 DOSIFICACIÓN DEL MORTERO

2.2.9 PRUEBAS A COMPRESIÓN Y TRACCIÓN DE MORTEROS

2.2.10 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE PRUEBAS A COMPRESIÓN

2.3 MAMPOSTERÍA

2.3.1 DEFINICIÓN

2.3.2 MUROS DE LADRILLO

2.3.3 TEXTURA

2.3.4 HILADAS

2.3.5 JUNTAS

2.3.6 DATOS RECOPIADOS SOBRE MAMPOSTERÍA

- 2.3.7 OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MAMPOSTERÍA
- 2.3.8 RECOMENDACIONES DADAS POR LA UNAM
- 2.3.9 ELABORACIÓN DE LAS PILAS DE MAMPOSTERÍA PARA LA OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS
- 2.3.10 PROCESO DE ENSAYO A COMPRESIÓN DE LAS PILAS DE MAMPOSTERÍA
- 2.3.11 OBTENCIÓN DE LOS VALORES NOMINALES DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y MÓDULO DE ELASTICIDAD.

CAPÍTULO 3

FORMAS CONSTRUCTIVAS DE LOS DINTELES DE HORMIGÓN ARMADO

3.1 DINTELES

3.1.1 DINTELES RECTOS

3.1.2 DINTELES CURVOS Y ABOVEDADOS

3.2 DINTELES DE LADRILLO ARMADO

3.3 FORMA CONSTRUCTIVA DE LOS DINTELES A ESTUDIARSE

3.4 ELABORACIÓN DE LOS MODELOS

3.5 DINTELES TIPO A

- 3.6 DINTELES TIPO B
- 3.7 DINTELES TIPO C
- 3.8 DINTELES TIPO D
- 3.9 DINTELES TIPO E
- 3.10 CURADO

CAPÍTULO 4

CREACIÓN DE MODELOS TEÓRICOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN Y CORTE DE LOS DINTELES DE HORMIGÓN ARMADO

- 4.1 RECOMENDACIONES TÉCNICAS DADAS PARA EL DISEÑO DE MAMPOSTERÍA
- 4.2 COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A ESFUERZOS DE FLEXIÓN Y CORTE
 - 4.2.1 EFECTOS DEL MORTERO FLEXIONANTE
 - 4.2.1.1 COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SUJETOS A FLEXIÓN SIMPLE
 - 4.2.1.2 SUPOSICIONES BÁSICAS DE LA TEORÍA DE RESISTENCIA A LA FLEXIÓN
 - 4.2.1.3 TENSIONES ELÁSTICAS, SECCIÓN NO AGRIETADA

- 4.2.1.4 TENSIONES ELÁSTICAS, SECCIÓN AGRIETADA
- 4.2.1.5 BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE
- 4.2.1.6 DEFORMACIÓN DEL CONCRETO A LA RESISTENCIA MÁXIMA
- 4.2.2 EFECTO DE LA FUERZA CORTANTE EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO
 - 4.2.2.1 COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA
 - 4.2.2.2 MECANISMOS DE FALLA POR CORTANTE
- 4.3 ANÁLISIS DE LOS DINTELES DE LADRILLO DE HORMIGÓN ARMADO Y CÁLCULO DE SU CAPACIDAD RESISTENTE A MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE
 - 4.3.1 FALLA A TENSIÓN
 - 4.3.2 FALLA A COMPRESIÓN
 - 4.3.3 ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE
- 4.4 ANÁLISIS DE LOS DINTELES DE LADRILLO ARMADO Y CÁLCULO DE SU CAPACIDAD RESISTENTE A MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE
 - 4.4.1 ANÁLISIS DEL DINTEL TIPO A
 - 4.4.2 ANÁLISIS DEL DINTEL TIPO B
 - 4.4.3 ANÁLISIS DEL DINTEL TIPO C
 - 4.4.4 ANÁLISIS DEL DINTEL TIPO D
 - 4.4.5 ANÁLISIS DEL DINTEL TIPO E

CAPÍTULO 5

COMPROBACIÓN EN EL LABORATORIO

- 5.1 PREPARACIÓN DE MODELOS PARA PRUEBAS EN EL LABORATORIO
- 5.2 ALTERNATIVAS Y FORMAS DE REALIZAR EL ENSAYO
- 5.3 ALTERNATIVA DE ENSAYO SELECCIONADA
- 5.4 PROCESO DE ENSAYO

CAPÍTULO 6

ANÁLISIS DE RESULTADOS

- 6.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DINTELES PIPO A
- 6.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DINTELES TIPO B
- 6.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DINTELES TIPO C
- 6.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DINTELES TIPO D
- 6.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DINTELES TIPO E

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 7.1 CONCLUSIONES
- 7.2 RECOMENDACIONES.



CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

1.1 ANTECEDENTES.

En toda región de la provincia de Loja, se confeccionan ladrillos con diferentes formas constructivas, pero ninguna de ellas ha realizado un estudio detallado de la calidad de las arcillas a utilizarse, así como de los demás componentes del ladrillo, como : arenas y residuos de madera. Los diferentes métodos con los que se los quema, así como la calidad de los hornos y los materiales que se utiliza como combustible. Todo esto en lo que se refiere a ladrilleras artesanales. Además de esto en ninguna de ellas se ha llegado a determinar análisis de las propiedades mecánicas del ladrillo terminado.

El ladrillo para las viviendas se introduce a principios del siglo XX, pero no es muy utilizado, su utilización se masifica con la introducción en nuestro medio del hormigón armado. El ladrillo confeccionado mecánicamente se introduce recién en la última década, y su utilización no es significativa, principalmente por su costo. Pero en otras regiones del país se construyen edificios enteros únicamente con ladrillo visto, confeccionado mecánicamente. Este ladrillo presenta una economía en los acabados, puesto que no necesita ser revestido, pulido y pintado, además existen los confeccionados especialmente para ser utilizados en la colocación de los servicios eléctricos, son térmicos y aislantes de sonidos.

1.2 OBJETIVOS.

La facultad de Ingeniería civil de la Universidad Técnica Particular de Loja, como centro de estudios superiores y por disponer del equipo técnico necesario, ha venido realizando estudios en diferentes campos, referentes a tradicionales y nuevas formas constructivas, como parte de la tecnología de la construcción. Dentro de las formas constructivas tradicionales un material muy utilizado ha sido el ladrillo, tanto como elemento decorativo como también estructural; de ahí ha surgido la inquietud generalizada del constructor y por su puesto de nuestra Facultad del conocimiento de las propiedades del ladrillo, considerado individualmente, en especial en obra, trabajando en colaboración con el mortero, formando lo que se denomina mampostería soportante o también como mampostería estructural.

El laboratorio de Mecánica de Suelos y Resistencia de Materiales de la Universidad Técnica podría realizar ensayos sobre ladrillos, los cuales servirán para obtener datos concretos sobre las propiedades mecánicas, así como el comportamiento estructural de los mismos.

En lo que se refiere a la mampostería, según se tiene conocimiento, solo se han realizado pruebas para trabajos específicos por lo que no se ha contado con esa información.

La mampostería resistente ha sido muy utilizada desde el tiempo de los Incas

cuando se construía obras con rocas y un material similar a lo que sería el mortero o argamasa actual. Luego en la actualidad ya se edifica con piedras artificiales, como son los ladrillos, unidos con mortero.

Dentro del auge de la construcción, se ha visto como han surgido formas ingeniosas de construir mampostería resistente utilizando el hierro. Una forma usual ha constituido el dintel que se construye con el inconveniente de un desconocimiento de su capacidad resistente y comportamiento, por lo que prácticamente se usa solo con fines decorativos soportando únicamente su peso.

En el presente trabajo se persiguen los siguientes objetivos:

- Recopilar y actualizar información acerca del ladrillo que se utiliza en las construcciones de nuestra zona, para de alguna manera fomentar estas construcciones de ladrillo visto y alivianado, con un conocimiento más cierto de sus propiedades. Así mismo analizar el comportamiento del ladrillo y del mortero en conjunto; es decir, de la mampostería, mediante ensayos a realizarse en el laboratorio.
- Estudiar formas constructivas específicas de los dinteles de ladrillo armado con el fin de visualizar su comportamiento a cargas de rotura, mediante análisis teóricos utilizando la teoría usual para vigas y construyendo modelos a escala natural para ser probados en el laboratorio y de esta manera realizar comparaciones, observaciones sobre los dinteles estudiados.



CAPÍTULO II

2. RECOPIACIÓN DE DATOS SOBRE LADRILLO Y MAMPOSTERÍA

2.1 LADRILLOS.

2.1.1 DEFINICIÓN

Los ladrillos son piezas de cerámica moldeados y cocidos en ladrilleras o tejares utilizando para su confección arcillas u otras masas de tipo arcilloso.

En sus inicios al ladrillo se lo moldeaba a mano. En la región de Loja aún se mantiene este procedimiento. En la actualidad se ha mecanizado, antiguamente los ladrillos se los cocía con métodos primitivos, adolecían de desigualdad en su dureza y resistencia. En cambio los modernos presentan otros defectos debido a su modo de elaboración.

Las arcillas utilizadas para su fabricación son de dos grupos:

- Arcillas micáceas muy abundantes, por lo mismo muy empleadas.
- Arcillas caolíticas son muy puras, utilizadas para fabricar losa.

Además se añaden otros materiales como:

- Desengrasantes: arena, cuarcita, bauxita, aluminita, etc.,
- Fundentes: serrín, alquitrán, grafito, etc.,

- Colorantes.

Las operaciones para la fabricación del ladrillo son:

Extracción y trituración de la arcilla, preparación y amasado de la pasta moldeado, disecación, cocción.

El ladrillo es, sin lugar a dudas el material de construcción más utilizado en nuestro medio, en muros, arcos, paredes, rellenos de edificios y hasta puentes. Sin embargo, la potencialidad técnica de su utilización no esta muy valorada, debido a la falta de tecnificación y más que todo a profundo desconocimiento de sus características resistentes.

De acuerdo al Ministerio de la Vivienda “ladrillo es toda pieza destinada a la construcción de muros, generalmente son de forma de octaedro se lo obtiene por cocción de arcilla o tierra arcillosa, a menudo con adición de otros materiales”.

CARAS DE UN LADRILLO

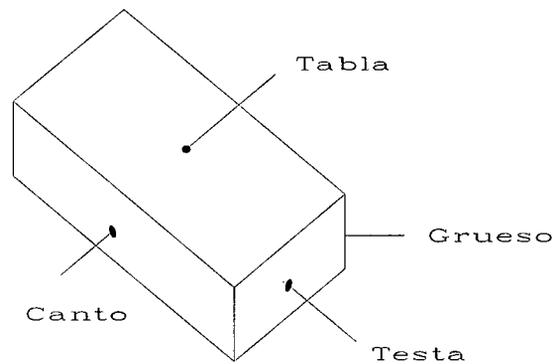


gráfico # 2.1

2.1.2 CLASIFICACIÓN.

Por su forma de confección los ladrillos se clasifican en: artesanales o de tejar y mecánicos.¹

LADRILLOS ARTESANALES O DE TEJAR

Estos ladrillos son fabricados a mano, su moldeo es realizado con gradillas de madera, son toscos, no muy regulares y con caras rugosas, cocidos en hornos

¹ Clasificación hecha por Pedro Reverté

cilíndricos, de llama ascendente confeccionado con los mismos ladrillos. De acuerdo a su color se los conoce con diferentes denominaciones:

PARDOS.- Las rocas cocidas presentan un color pálido, son de baja resistencia.

RECOCHOS.- Tienen un color rojo muy definido a determinado grado de cocción, tienen buena resistencia. Los ladrillos excesivamente cocidos presentan un color rojo azulado y formas diferentes producidos por la vitrificación.

LADRILLOS MECÁNICOS:

Son los obtenidos mediante una preparación estricta de la arcilla seleccionada, moldeados y prensados con máquinas al vacío o en galleteras y cocidos en hornos continuos o intermitentes que dan lugar a una uniformidad en la cocción y por lo tanto en la resistencia y son de color uniforme.

Estos ladrillos presentan en cambio otros defectos. A causa de la presión de las paredes en la boca de la prensa de moldeo la zona del borde del ladrillo queda más compacta y lisa, de forma que se seca y cuece en forma desigual, con lo cual forma una cáscara que hace que el ladrillo no se parta tan fácilmente como los ladrillos homogéneos. Las superficies lisas exteriores son menos aptas para la adherencia de revoques y enlucidos. Para evitar esto se procura que la cara más áspera se seque sobre una superficie arenosa.

LADRILLOS MACIZOS

Se llama así a los ladrillos de forma de ortoedro compacto. A los ladrillos macizos, con el objeto de obtener una reducción de su peso y facilitar su disecación y cocción, así como para que resulten de más fácil troceo deben tener ranuras y unos orificios perpendiculares a sus caras mayores o de asiento. La sección de cada orificio no debe exceder de 6 cm^2 la anchura de la ranura 15 mm. Y la suma de las secciones huecas no ha de rebasar el 15 % de la superficie total de la cara mayor del ladrillo.

Por su resistencia a los agentes atmosféricos se distinguen:

Ladrillos macizos para fábrica de obra revocada, y

Ladrillos macizos para fábrica de obra vista.

Las cualidades que debe poseer un ladrillo macizo son:

- Ser homogéneo (o sea, igual todo el ladrillo) duro y de forma completamente regular.
- Estar bien moldeado teniendo las aristas vivas.
- Ser poroso, sin exceso para poder tomar el mortero.
- Tener buena sonoridad al ser golpeado.
- Que se pueda cortar con facilidad.

Para poder probar o ensayar un ladrillo en obra se lo hace frotando uno contra otro en cuyo frotamiento los ladrillos no deben desmoronarse y deben tener una masa homogénea.

Golpeándolo con un objeto duro debe tener un sonido metálico.

Partiendo un ladrillo no debe tener pintitas blancas que es el caliche; este caliche es un expansivo dentro de la masa del ladrillo llegando, con el tiempo, a disgregar el material.

LADRILLO PERFORADO

Tiene éste la forma de un ortoedro con taladros practicados en las tablas, de un volumen superior al 10 % de las secciones A y espesores c y a de los tabiquillos según las condiciones establecidas para los macizos.

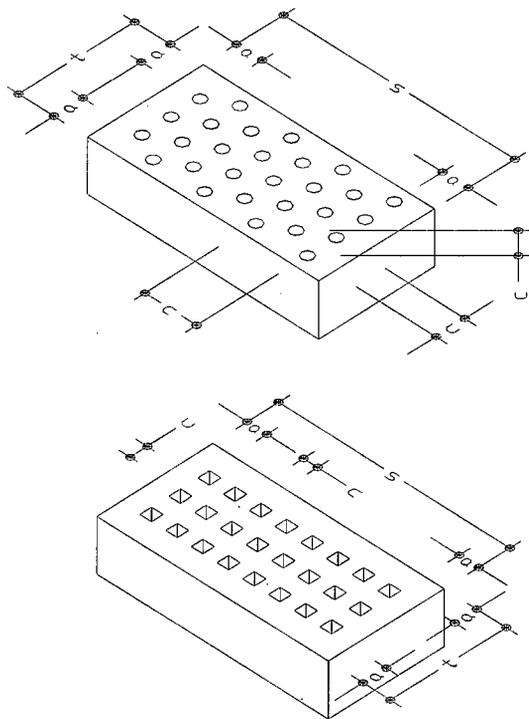


gráfico # 2.2

LADRILLOS HUECOS.

Se denomina así a los ladrillos en forma de ortoedro con perforaciones realizados en las tablas que no cumplan con las especificaciones para macizos y perforados, así como los que tengan practicados huecos en los cantos o en las testas.

Las ventajas de estos ladrillos son:

- Menos peso a igualdad de volumen con los macizos.
- Se necesita menos volumen en su cocción.
- En igualdad de calidad, resultan más baratos que los macizos, ya que en su fabricación entra menos pasta.

- Menor coste de acarreo.
- Mayor poder aislante que los macizos por las cámaras de aire que tienen.

Resiste más el ladrillo que tiene más agujeros pequeños. Su inconveniente es muy conocido: resisten menos peso que los macizos.

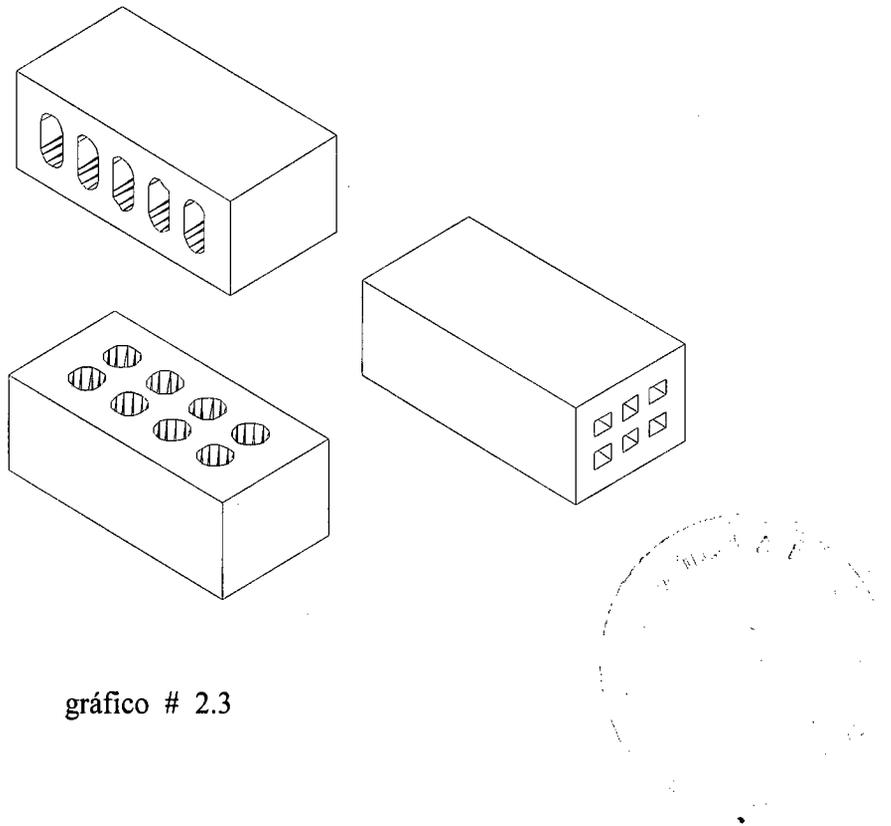
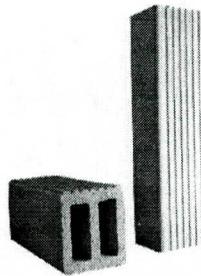


gráfico # 2.3

2.1.3 ALGUNOS TIPOS DE LADRILLOS QUE SE REALIZAN EN LA LOCALIDAD.

Paredes

Ladrillo de dos caras vistas

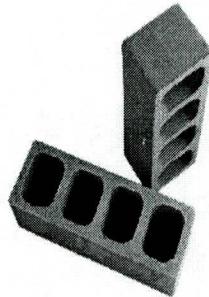


a). Dimensión: 30cm x 15cm x 8 cm.
 Rendimiento: 35U/M²
 Textura: Lisa
 Resistencia: 150 Kg/cm²

a). Dimensión: 30cm x 10cm x 8 cm.
 Rendimiento: 35U/M²
 Textura: Lisa
 Resistencia: 180 Kg/cm²

Recomendación: colocar completamente húmedo

Ladrillo de cuatro caras vistas



a). Dimensión: 30cm x 15cm x 8 cm.
 Rendimiento: 35U/M²
 Textura: Lisa
 Resistencia: 150 Kg/cm²

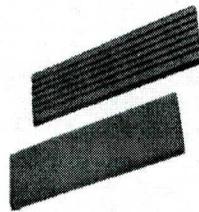
a). Dimensión: 30cm x 10cm x 8 cm.
 Rendimiento: 35U/M²
 Textura: Lisa
 Resistencia: 180 Kg/cm²

Recomendación: colocar completamente húmedo

gráfico # 2.4*

Paredes

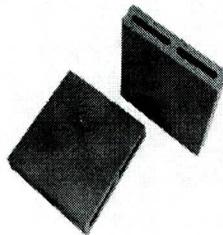
Fachaletas



- a). Dimensión: 30cm x 8cm
 Rendimiento: 44U/M2
 Textura: Lisa
 Resistencia: 150 Kg/cm2

Recomendación: colocar completamente húmedo

Pisos

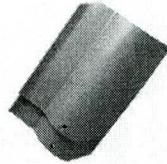


- a). Dimensión: 20cm x 20cm.
 Rendimiento: 25U/M2
 Textura: Lisa
 Resistencia: 150 Kg/cm2
- b). Dimensión: 30cm x 20cm x 8 cm.
 Rendimiento: 16U/M2
 Textura: Lisa
 Resistencia: 180 Kg/cm2
- b). Dimensión: 30cm x 30cm x 8 cm.
 Rendimiento: 11U/M2
 Textura: Lisa
 Resistencia: 180 Kg/cm2

Recomendación: colocar completamente húmedo

Cubierta

Teja "S"



Dimensión: 35cm x 26cm
 Rendimiento: 13U/M2
 Textura: Lisa
 Resistencia: 150 Kg/cm2
 Colocación: de derecha a izquierda y
 de abajo hacia arriba
 Pendiente min: 30%
 Abs. humedad: 7%

Teja "S lineal"



Dimensión: 35cm x 23cm
 Rendimiento: 15U/M2
 Textura: Lisa
 Resistencia: 150 Kg/cm2
 Colocación: de derecha a izquierda y
 de abajo hacia arriba
 Pendiente min: 30%
 Abs. humedad: 7%-12%

"Cumbrero"



Dimensión: 34cm x 17cm
 Rendimiento: 3.3U/ML
 Textura: Lisa
 Resistencia: 130 Kg/cm2
 Colocación: Alineada
 Abs. humedad: 7%

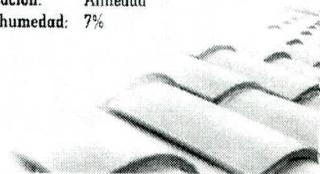


gráfico # 2.6 (continuación)*

2.1.4 DATOS RECOPIADOS DE ESTUDIOS REALIZADOS EN ALGUNAS FÁBRICAS DE LA LOCALIDAD.

Se ha recopilado toda la información necesaria acerca del ladrillo y de modo especial se ha enfocado los datos a los objetivos planteados en la presente tesis para lo cual se ha tomado los valores que corresponden a las propiedades mecánicas de los ladrillos, tales como resistencia a la compresión, flexión, corte, etc.

* Gráficos tomados del folleto de la fábrica ARCIMEGO

De las diferentes fábricas visitadas se pudo determinar que la única fábrica que contaba con un estudio real de las propiedades de los productos por ellos elaborados es la fábrica ARCIMEGO, los mismos que detallamos a continuación:

Característica	Norma	Diferencias	Gres Arcimego
Dimensiones 20 x 20 30 x 20 30 x 30	En 98	Máxima $\pm 2\%$	L = $20,1 \pm 2\%$ a = $20,1 \pm 1,5\%$ L = $29,9 \pm 1\%$ a = $20,2 \pm 2\%$ L = $29,8 \pm 0,7\%$ a = $30,1 \pm 0,7\%$
Absorción de agua	En 98	Máxima ortogonalidad $\pm 1\%$	Máx $90^\circ \pm 1^\circ$
Resistencia a la flexión	En 100	Mínimo $18/\text{Nmm}^2$	21 N/mm^2
Dureza superficial	En 101	Mínimo 6 (mohs)	7
Resistencia al desgaste	En 102	Perdida de volumen 205 mm^3	203 mm^3
Resistencia ácidos (ClH)	ASTM126/62	100%	100%
Resistencia alcálisis (KOH)	ASTM124/62	100%	100%
Grado de cocción			1020°C
Coefficiente deslizamiento			En seco 0,96
Densidad relativa	DIN 51056		2,4

De toda la información obtenida se llegó a la conclusión de que todas las demás fábricas de ladrillo artesanal lo realizan con desconocimiento total sobre las normas; en cuanto a dimensiones, resistencias mecánicas, etc.,

2.1.5 DETERMINACIÓN DE LOS PORCENTAJES DE ARCILLA, ARENA, CAOLÍN, Y DEMÁS COMPONENTES DEL LADRILLO.

Estos porcentajes son difíciles de obtener, puesto que todas las fábricas de ladrillo trabajan con diferentes tipos de arcilla, que existen en la localidad, las mismas que tienen en mayor o menor porcentaje contenido de hierro; o más bien son poco o muy plásticas, así mismo, tienen poca o mucha cantidad de arena. Debido a estas consideraciones se aplica la cantidad de caolín, de arena o de fundentes. Por ejemplo si la arcilla es muy plástica se agrega una mayor cantidad de caolín que es el componente que evita que se reduzca mucho y se doble en la quema.

La fábrica de ladrillos **ARCIMEGO** prepara su pasta con la adición de diferentes arcillas de algunos lugares y por medio de ensayos han llegado a obtener una fórmula para la preparación de la pasta. La misma que se compone de diferentes tipos de arcilla arena y caolín.

2.1.6 ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.

Es el ensayo de mayor importancia, ya que generalmente a los ladrillos se los hace trabajar a este tipo de esfuerzo y nos pueden dar una idea del comportamiento del material ante otros esfuerzos tales como tracción y corte.

NORMAS UTILIZADAS Y ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS.

Se han usado las normas DIN, tomadas textualmente del libro “Bases de Cálculo” de Bernard Wedler, que dicen:

“Las probetas deben tener una relación $h / b \geq 0,7$, si un ladrillo de muestra entera no cumple con esta condición se debe proceder del modo siguiente: Los ladrillos macizos se cortan en dos mitades por medio de una sierra, luego se superponen las mitades uniéndolas con mortero de cemento. Si se trata de ladrillos macizos de mayor tamaño o de cualquier clase de ladrillo perforado, las probetas se prepararan superponiendo unas a otras unidas con mortero de cemento. Para las superficies de apoyo de las probetas, el alisado se realizará con mortero de cemento y arena, en proporciones de una parte en volumen de cemento con una parte de arena natural lavada de 0 a 1 mm. El grueso de las juntas en lo posible no debe exceder nunca de 10 mm.”

Las probetas preparadas deben conservarse durante los dos primeros días en cámara húmeda, luego de 5 a 7 días al aire libre a temperatura de 18 a 21 °C.

En la ejecución del ensayo las probetas se colocan en una prensa de compresión que tiene que cumplir con las especificaciones de las normas DIN 1604; se va aumentando la carga hasta llegar a la rotura, a una marcha constante de 5 a 6 Kg / cm² de aumento por segundo.

RESULTADOS.

La resistencia a la compresión se ha calculado a base de la máxima carga que se haya podido leer $P_{\text{máx}}$. Y el área total, de acuerdo a la fórmula:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Que se expresa en Kg / cm^2 , también se ha obtenido el valor del acortamiento unitario ΔL , definido por la siguiente expresión:

$$\Delta L = \frac{\text{acortamiento}}{\text{altura de la probeta}}$$

2.1. 6 MÓDULO DE COMPRESIÓN.

Los diagramas esfuerzo deformación representan los resultados obtenidos en los ensayos de compresión, que se realizaron con el objeto de tener el módulo de elasticidad E de una roca. La muestra se somete a carga gradual hasta llegar a la rotura. Lo que en realidad se obtiene en una primera carga de la muestra es el módulo de deformación o el módulo de compresión del material que incluye, tanto la deformación elástica como la plástica.

Para obtener el verdadero valor del módulo de elasticidad la muestra debería descargarse y cargarse de nuevo, este ciclo debería repetirse hasta que el diagrama esfuerzo deformación se convierta en una línea recta.

En la primera carga el diagrama esfuerzo deformación debe ser una curva convexa (caso del ladrillo) o cóncava (caso del hormigón).

En la práctica se admite a menudo la diferencia entre los dos módulos, de compresión y de elasticidad; al primer módulo se la denomina de elasticidad en la primera carga o ciclo de cargas.

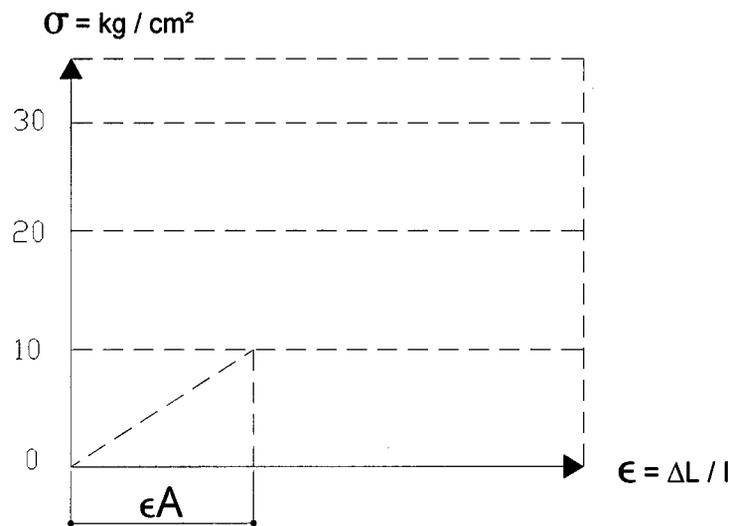


gráfico # 2.7

2.1.7 MÓDULO DE ELASTICIDAD.

Observando la gráfico # 2.8 al ser aplicada una carga P más pequeña que la de aplastamiento o rotura, provoca una disminución de la altura L de la muestra prismática, de sección cuadrada, en sentido vertical en cierta medida ΔL .

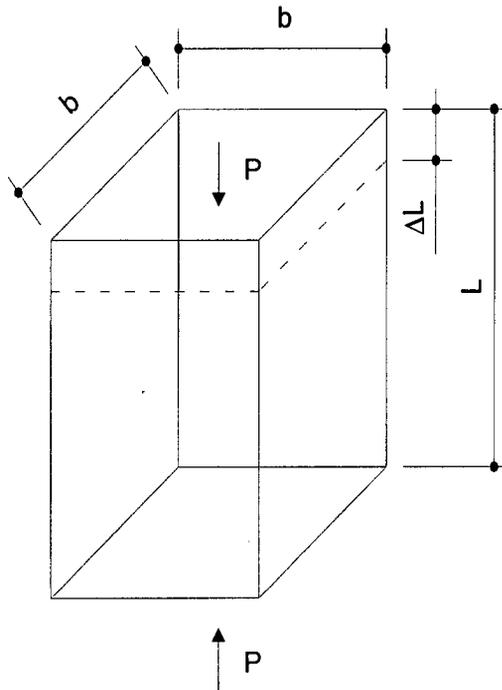


gráfico # 2.8

Si después de retirar la carga la muestra tiende a recuperar su forma y tamaño originales, se dice que la roca posee propiedades elásticas. Rara vez sin embargo la roca recupera su forma y tamaños originales, después de una operación de carga y descarga, sino que por lo general queda una parte residual de la

deformación. Este tipo de deformación se la conoce como plástica e irreversible. Después de una operación consecutiva de carga y descarga, la muestra puede volverse elástica, es decir, que después de cada carga y descarga recupera exactamente la misma forma que tenía antes de recibir la carga.

Si además con cada carga la deformación ΔL resulta proporcional a P que la originó se dice que el material obedece a la Ley de Hooke, de la proporcionalidad entre esfuerzo y deformación (elasticidad perfecta).

Es decir que:

$$E = \frac{P / A}{L / \Delta L}$$

P = Carga aplicada

A = Sección cuadrada de la muestra

ΔL = Acortamiento

L = Altura total de la muestra

E = Módulo de elasticidad de la roca

Al módulo de elasticidad para una roca determinada cuando está sometida a compresión, también se lo conoce como módulo de Young, y se lo expresa en Kg/cm^2 .

El sentido estricto de la ecuación se aplica a rocas isótropas, que son las que poseen las mismas propiedades elásticas en todas las direcciones.

Las propiedades elásticas de los ladrillos vienen afectadas desfavorablemente por diversas circunstancias, tales como fracturas, pequeñas incrustaciones de piedra, etc.; en especial influye el grado de entrelazamiento de los granos constitutivos de los ladrillos, ya que una variación entre el entrelazada, produce una gran amplitud de los resultados de módulo de elasticidad y la resistencia a la compresión.

2.1.8 RESISTENCIA DEL LADRILLO AL CORTE.

El fenómeno que se produce en una muestra sometida al corte se la puede considerar de la siguiente manera:

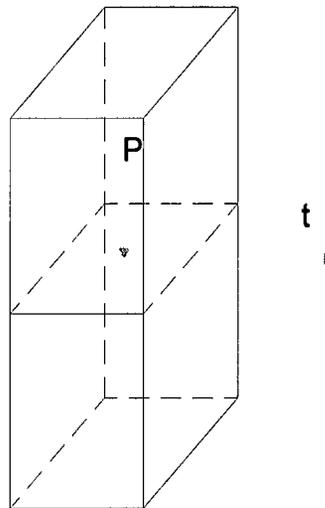


gráfico # 2.9

El gráfico 2.9 representa un prisma compuesto por dos cubos procedentes de la masa de una roca, el cubo superior está presionado contra el inferior mediante una fuerza de compresión P y empujado en sentido horizontal por un esfuerzo tangencial t . Si el coeficiente de fricción de roca con roca es f , el cubo superior estará a punto de resbalar con respecto al inferior, cuando:

$$t = P \times f$$

El movimiento de un cubo de roca con respecto a otro, es un fenómeno relativamente sencillo. El desgarre tangencial a través de un material pétreo es un fenómeno mucho más complicado, sin embargo en este caso el coeficiente f cubre no solamente la fricción entre las superficies de desgarre, sino también la rotura de las ligazones entre partículas y otros trastornos.

Aunque f es conocida como coeficiente de fricción interna, es más apropiado denominarlo coeficiente de resistencia al cortante. Este coeficiente es la expresión de la tangente de un ángulo de resistencia cortante,

$$f = \tan \Phi$$

La resistencia tangencial de una roca es demasiado compleja como para poder expresar mediante la fórmula: $t = P.f$, la cual expresa que la resistencia de la roca a los esfuerzos tangenciales o cortantes es directamente proporcional a la presión P ejercida sobre la superficie.

El efecto de un esfuerzo cortante en el material pétreo puede ser doble, o bien, una parte del material resbala a lo largo de una superficie que lo separa del resto de la roca, o bien la roca fluye en forma plástica sin que se forme perceptiblemente superficies de separación; ésto es característico de las rocas que poseen cohesión considerable y un ángulo pequeño o nulo de fricción interna.

En general, al actuar una fuerza P en una pieza prismática como en el gráfico 2.10 y actuando en una sección DH infinitamente próxima a la sección AB .

La sección DH sufre una traslación en su propio plano sin deformación alguna, pasando de la posición DH a la $D'H'$, experimentando un resbalamiento total $DD' = HH' = r$, este fenómeno recibe el nombre de cizallamiento.

El esfuerzo total de corte P , tiene que ser equilibrado por la resistencia interna que la pieza presenta al cizallamiento.

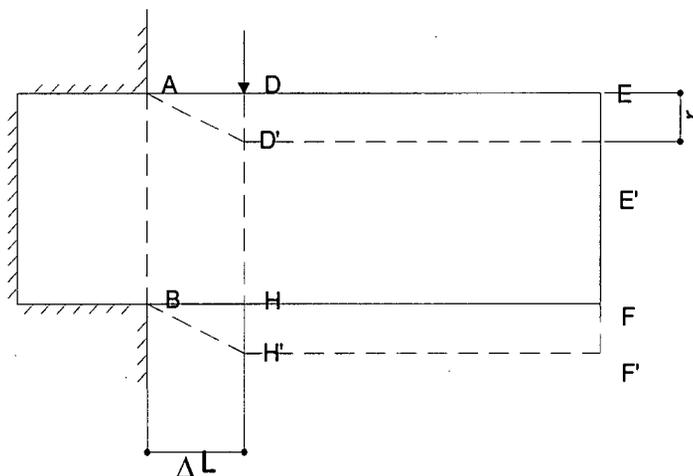


gráfico # 2.10

ENSAYOS REALIZADOS.

Con los dispositivos que se indican en el gráfico 2.11 se ha logrado eliminar un posible trabajo de la muestra tanto a flexión como a compresión, logrando que ésta fracase por planos obligados.

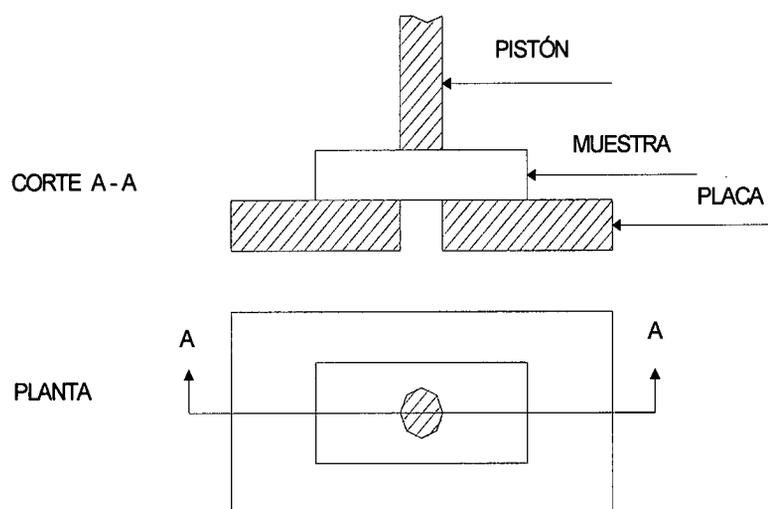


gráfico # 2.11

Se seleccionó tres elementos de madera almendro, de iguales dimensiones de 5 cm. Por lado, se procedió a dividir los ladrillos mediante una raya en dos partes iguales.

Luego de lo cual se colocó dos de los elementos debajo del ladrillo con un espacio de 5 cm., Y al tercer elemento se lo ubicó por encima del ladrillo,

exactamente arriba del espacio dejado por los dos ladrillos inferiores. Se procedió a accionar el pistón para medir la fuerza resistente al corte del ladrillo. La fatiga de corte se la calculó por la fórmula

$$Tc = \frac{P}{Ah} \text{ } ^1$$

Tc = fatiga de corte

P = carga total que produce el corte

A = área.

H = altura de la muestra.

2.1.9 RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.

El ensayo de flexión no solo permite determinar las tensiones sino también el módulo de elasticidad del material para lo que se requiere la medición de la flecha máxima, cuando la carga es una sola aplicada en el centro la, expresión de la flecha es:

$$f = \frac{PL^3}{48EI}$$

Para una muestra carga sometida a dos cargas concentradas en los tercios de la luz, el valor del módulo de elasticidad se deduce de la expresión

¹ Fórmula tomada de Materiales de Construcción I UTPL

$$f = \frac{23PL^3}{648EI}$$

Si la carga se aplica en los tercios de la luz y la fractura ocurre dentro del tercio medio y el esfuerzo de flexión o módulo de rotura, se calcula de la siguiente ecuación:

$$E = \frac{PL}{bh^2}$$

Si la fractura se produce fuera del tercio medio la luz pero a una distancia de los límites de dicho tercio medio no mayor del 5 % de la luz el módulo de rotura o esfuerzo de flexión se calcula por la ecuación:

$$E = \frac{3Pa}{bh^2}$$

a = distancia en cm entre la fractura y el apoyo más cercano

b = ancho de la probeta

P = carga máxima

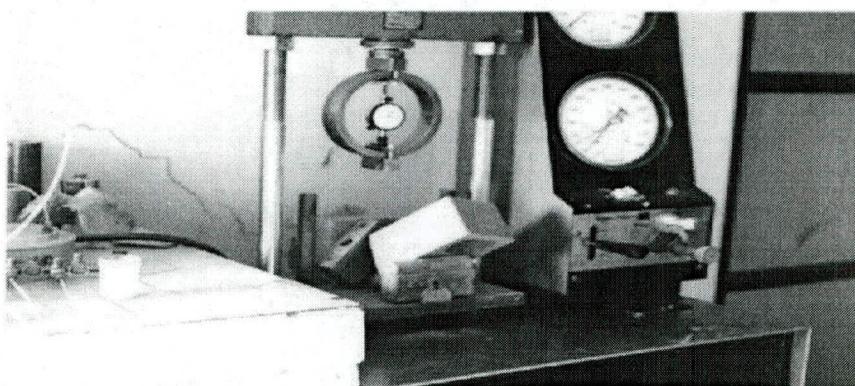
L = luz entre apoyos

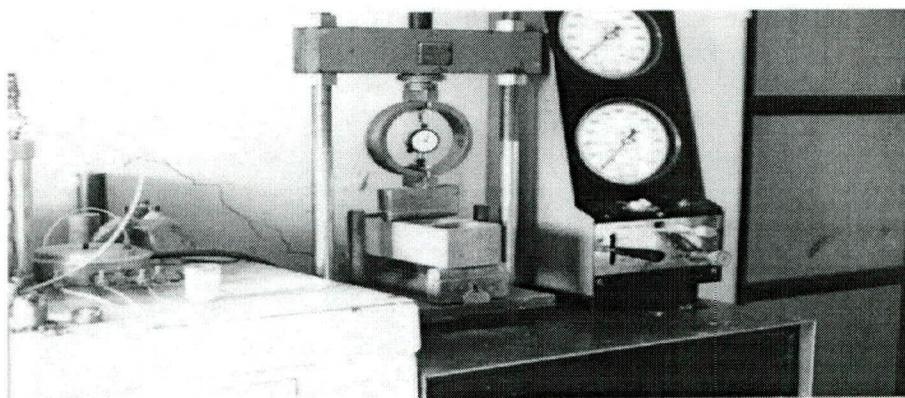
2.1.10 MÓDULO DE ROTURA.

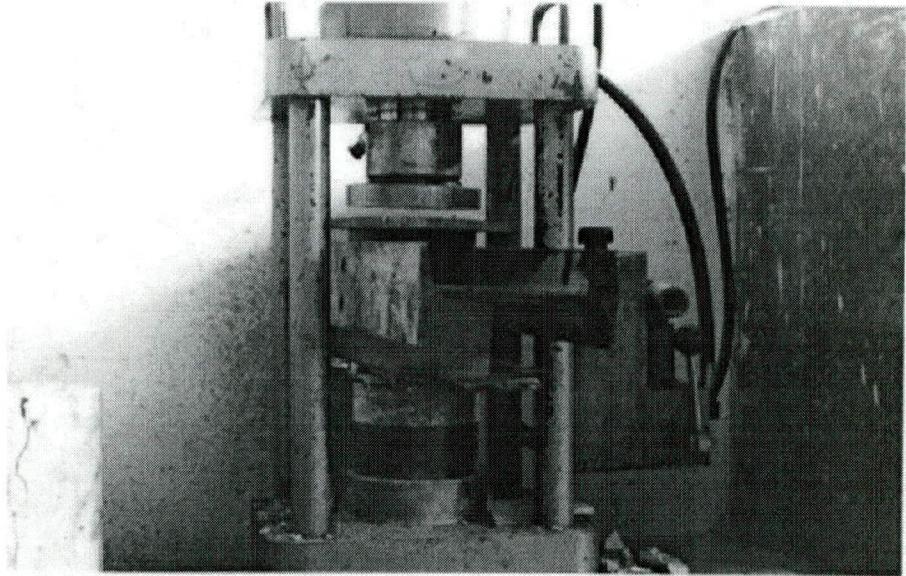
El módulo de compresión o esfuerzo a la flexión se calculará por la expresión:

$$E = \frac{PL}{bh^2}$$

A continuación se ilustra, con fotografías, el proceso de ensayo a los ladrillos para la compresión y para la flexión.



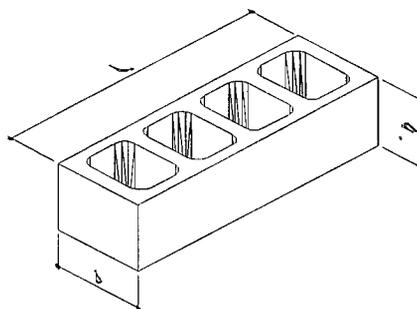




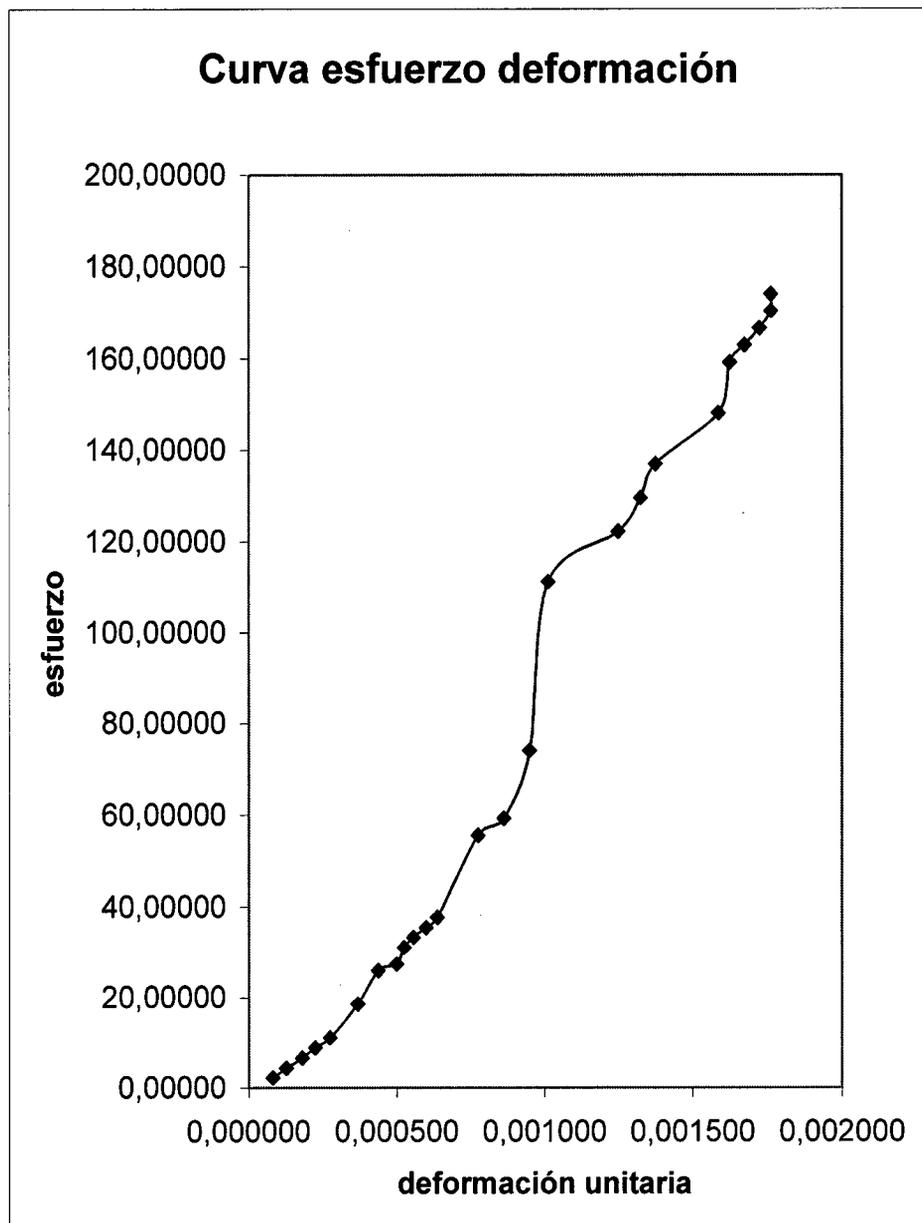
**2.1.11 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS A
LOS LADRILLOS.**

Ladrillo # 1

L = 30 cm b = 10 cm h = 7,9

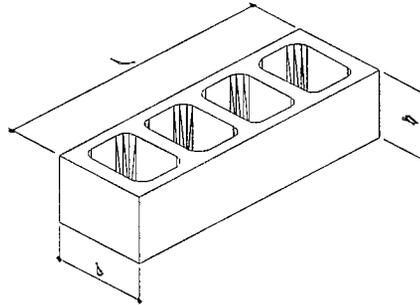


carga kg	def total Mm	esfu. Compr Kg/cm2	def. unitaria
300	6,50E-03	2,22	0,00008
600	1,02E-02	4,44	0,00013
900	1,45E-02	6,67	0,00018
1200	1,80E-02	8,89	0,00023
1500	2,20E-02	11,11	0,00028
2500	0,0295	18,52	0,00037
3500	0,035	25,93	0,00044
3700	0,04	27,41	0,00050
4200	0,042	31,11	0,00053
4500	0,0445	33,33	0,00056
4800	0,048	35,56	0,00060
5100	0,051	37,78	0,00064
7500	0,062	55,56	0,00078
8000	0,069	59,26	0,00086
10000	0,076	74,07	0,00095
15000	0,081	111,11	0,00101
16500	0,1	122,22	0,00125
17500	0,106	129,63	0,00133
20000	0,127	148,15	0,00159
21500	0,13	159,26	0,00163
23000	0,141	170,37	0,00176
23500	1,41E-01	174,07	0,00176

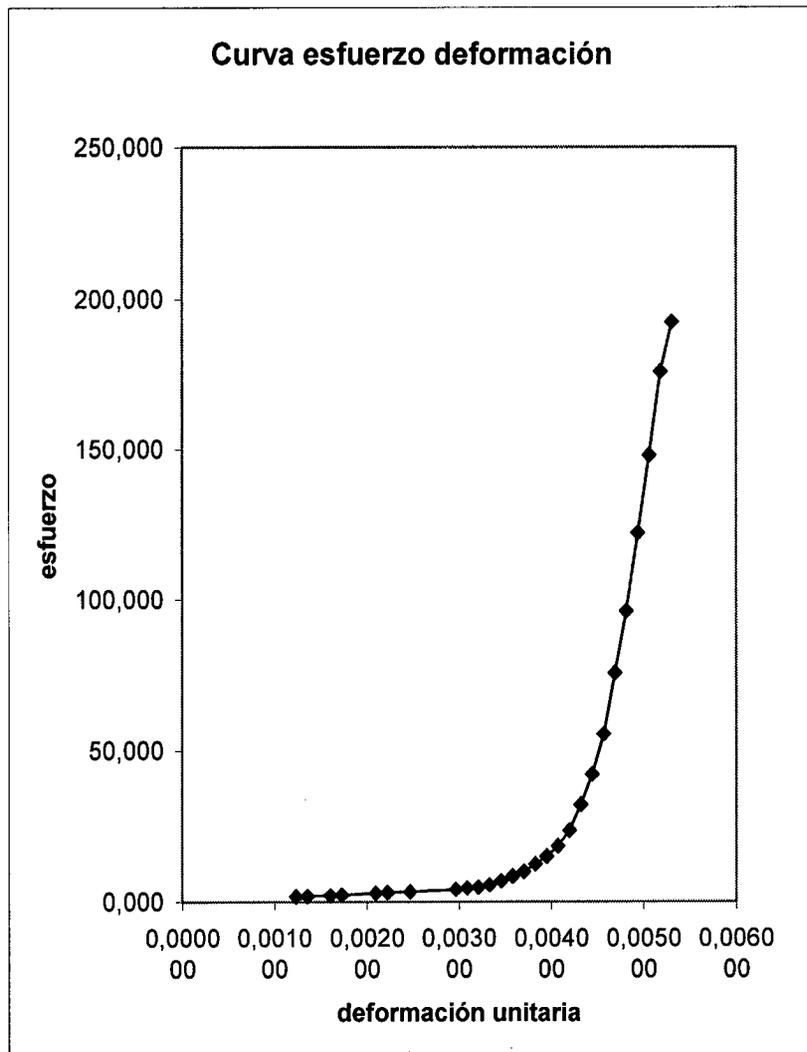


Ladrillo # 2

L = 29,8 cm b = 9,9 cm h = 8 cm

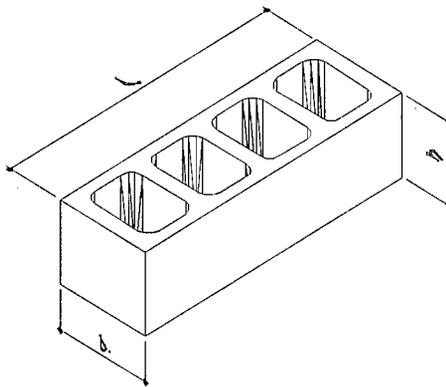


Carga Kg	def total mm	esfu.compre Kg/cm2	def. unitaria
230	0,1	1,70	0,00123
250	0,11	1,85	0,00136
280	0,13	2,07	0,00160
300	0,14	2,22	0,00173
390	0,17	2,89	0,00210
420	0,18	3,11	0,00222
450	0,2	3,33	0,00247
560	0,24	4,15	0,00296
620	0,25	4,59	0,00309
650	0,26	4,81	0,00321
770	0,27	5,70	0,00333
950	0,28	7,04	0,00346
1150	0,29	8,52	0,00358
1360	0,3	10,07	0,00370
1700	0,31	12,59	0,00383
2050	0,32	15,19	0,00395
2500	0,33	18,52	0,00407
3200	0,34	23,70	0,00420
4350	0,35	32,22	0,00432
5700	0,36	42,22	0,00444
7500	0,37	55,56	0,00457
10250	0,38	75,93	0,00469
13000	0,39	96,30	0,00481
16500	0,4	122,22	0,00494
20000	0,41	148,15	0,00506
23750	0,42	175,93	0,00519
26000	0,43	192,59	0,00531

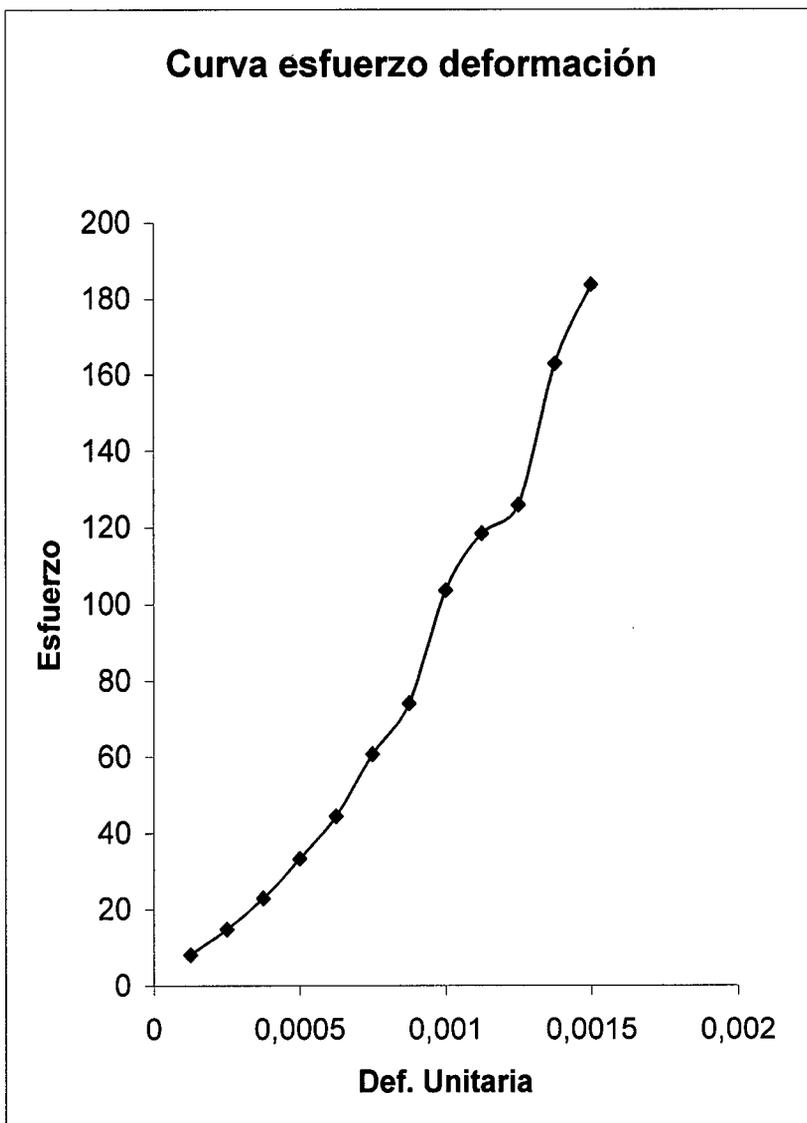


Ladrillo # 3

L = 30,1 cm b = 10 cm h = 7,9 cm

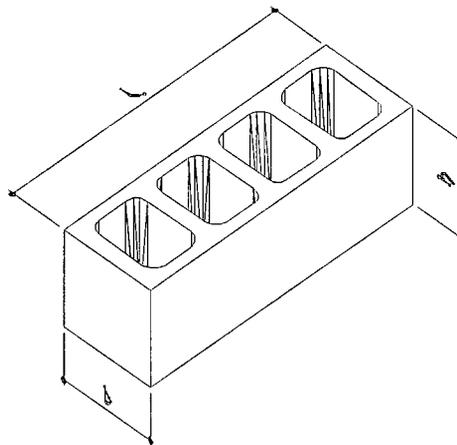


carga Kg	def total mm	esf. Compres Kg/cm ²	Def. unitaria
1100	0,01	8,15	0,000125
2000	0,02	14,81	0,00025
3100	0,03	22,96	0,000375
4500	0,04	33,33	0,0005
6000	0,05	44,44	0,000625
8200	0,06	60,74	0,00075
10000	0,07	74,07	0,000875
14000	0,08	103,70	0,001
16000	0,09	118,52	0,001125
17000	0,1	125,93	0,00125
22000	0,11	162,96	0,001375
24800	0,12	183,70	0,0015

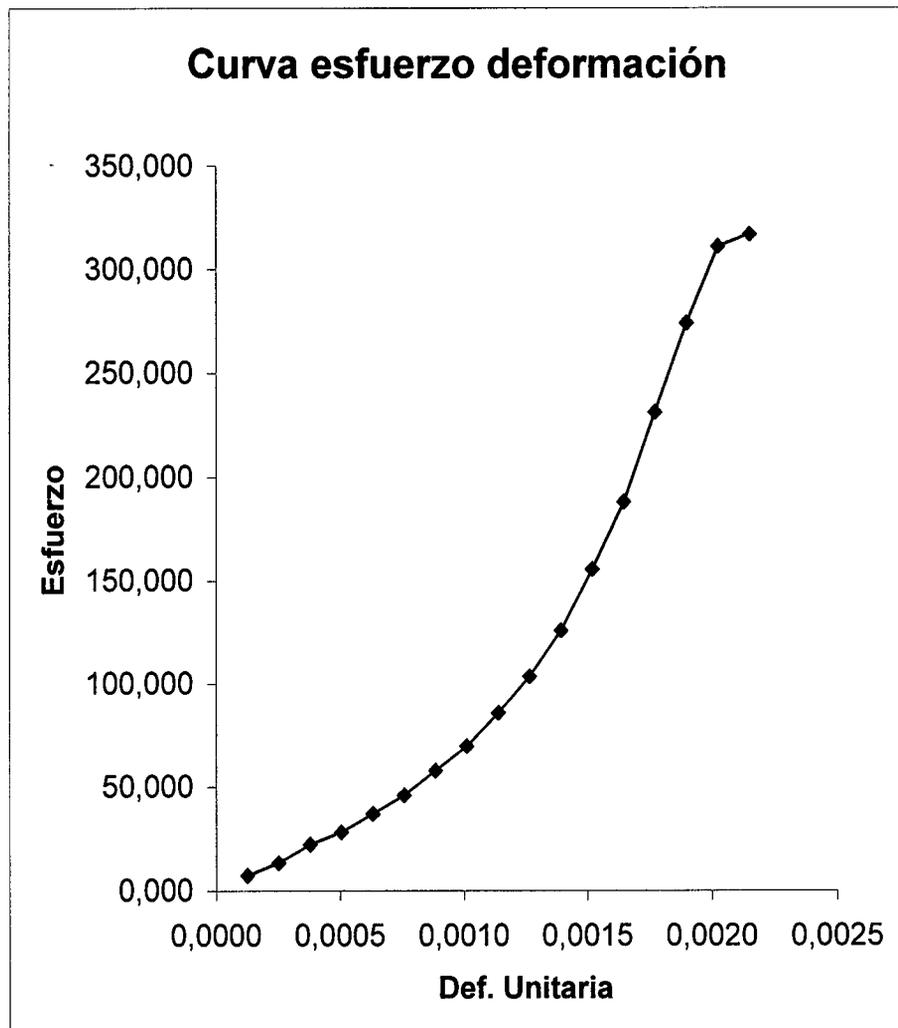


Ladrillo # 4

L = 30 cm b = 9,9 cm h = 8 cm



carga Kg	Def total mm	esf compre Kg/cm ²	Def. Unitaria
1000	0,01	7,41	0,0001
1800	0,02	13,33	0,0003
3000	0,03	22,22	0,0004
3800	0,04	28,15	0,0005
5000	0,05	37,04	0,0006
6200	0,06	45,93	0,0008
7800	0,07	57,78	0,0009
9400	0,08	69,63	0,0010
11600	0,09	85,93	0,0011
14000	0,1	103,70	0,0013
17000	0,11	125,93	0,0014
21000	0,12	155,56	0,0015
25400	0,13	188,15	0,0016
31200	0,14	231,11	0,0018
37000	0,15	274,07	0,0019
42000	0,16	311,11	0,0020
42800	0,17	317,04	0,0022

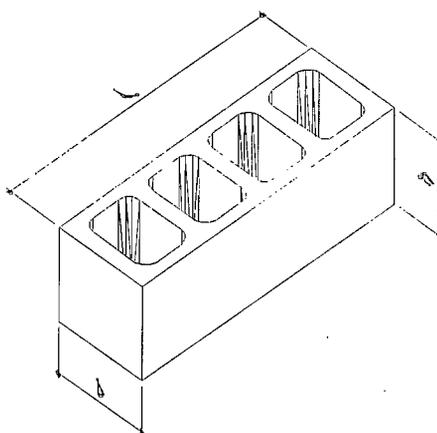


Ladrillo # 5

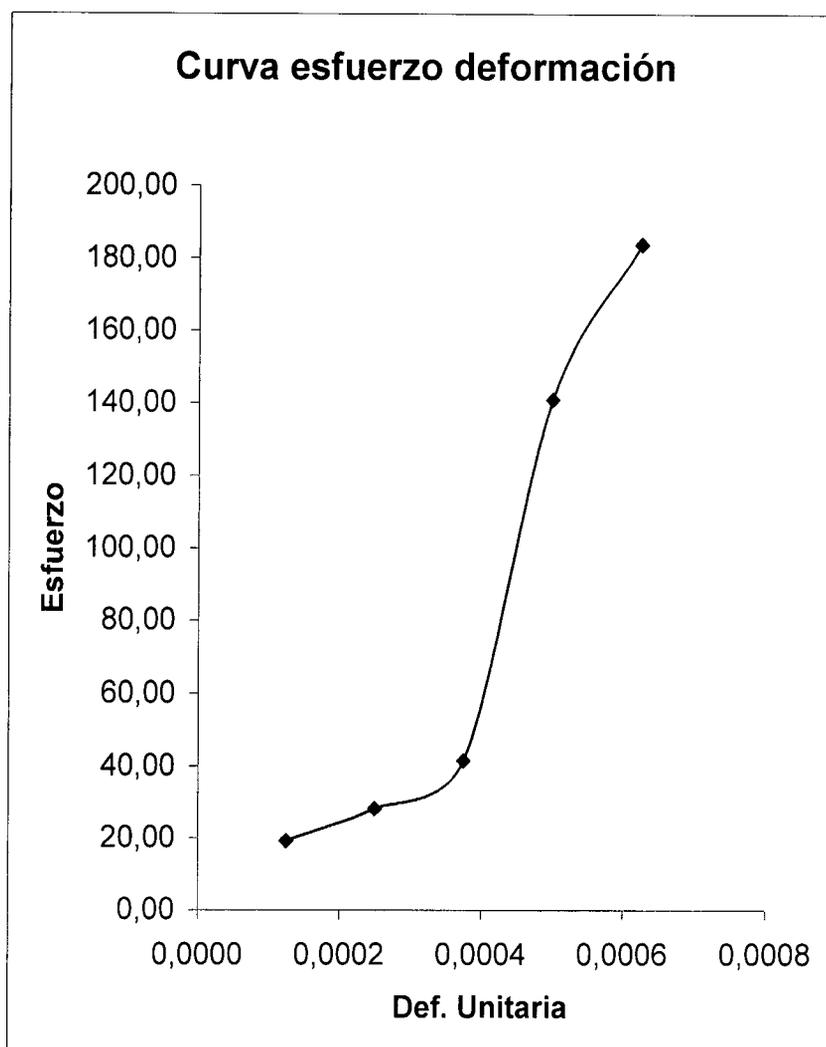
L = 30 cm

b = 10,1 cm

h = 7,9 cm



carga Kg	def total mm	Esf compres Kg/cm²	Def. Unitaria
2600	0,01	19,26	0,0001
3800	0,02	28,15	0,0003
5600	0,03	41,48	0,0004
19000	0,04	140,74	0,0005
24800	0,05	183,70	0,0006

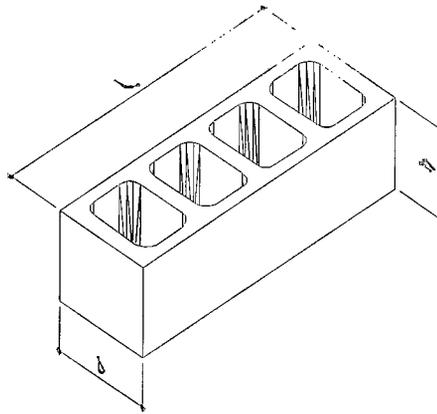


Ladrillo # 6

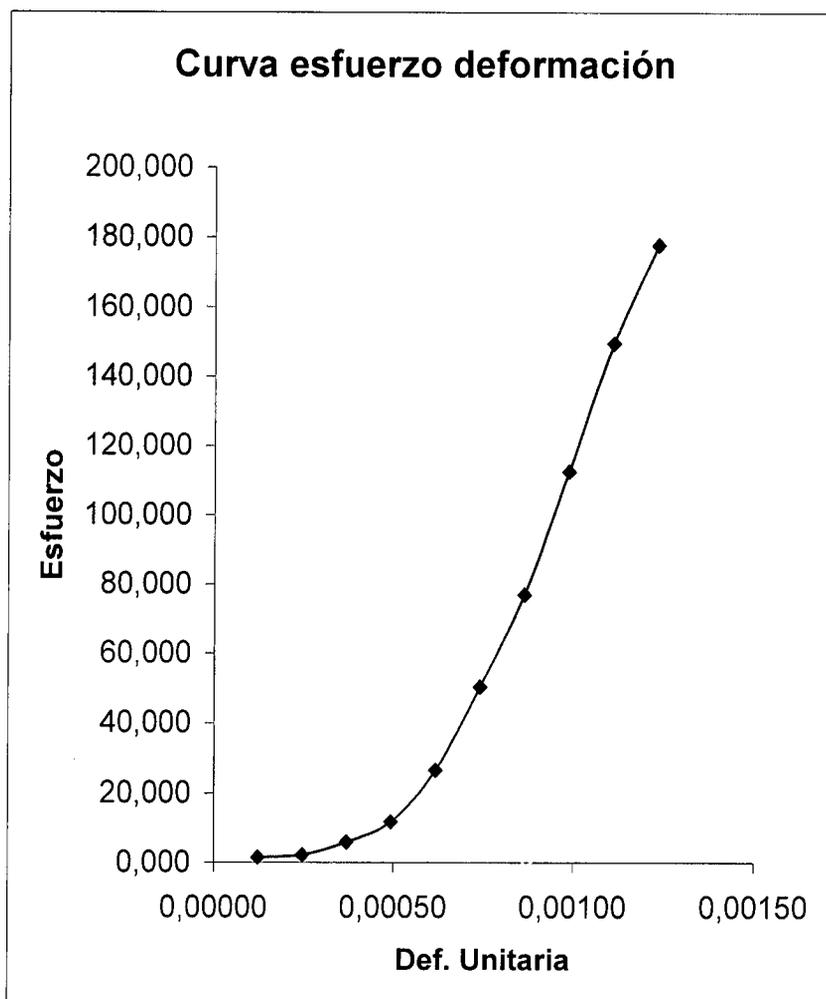
L = 30.1 cm

b = 10 cm

h = 7,9 cm



carga Kg	def total mm	esf compresi Kg/cm2	Def Unitaria
200	0,01	1,48	0,00012
300	0,02	2,22	0,00025
800	0,03	5,93	0,00037
1600	0,04	11,85	0,00049
3600	0,05	26,67	0,00062
6800	0,06	50,37	0,00074
10400	0,07	77,04	0,00086
15200	0,08	112,59	0,00099
20200	0,09	149,63	0,00111
24000	0,1	177,78	0,00123

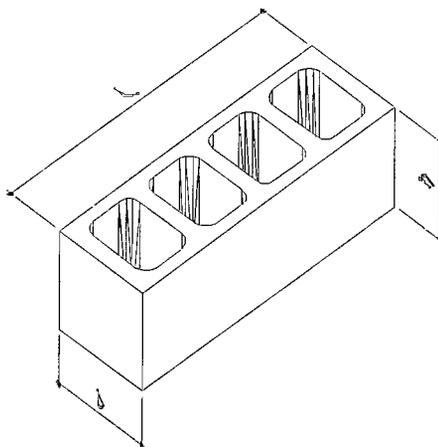


Ladrillo # 7

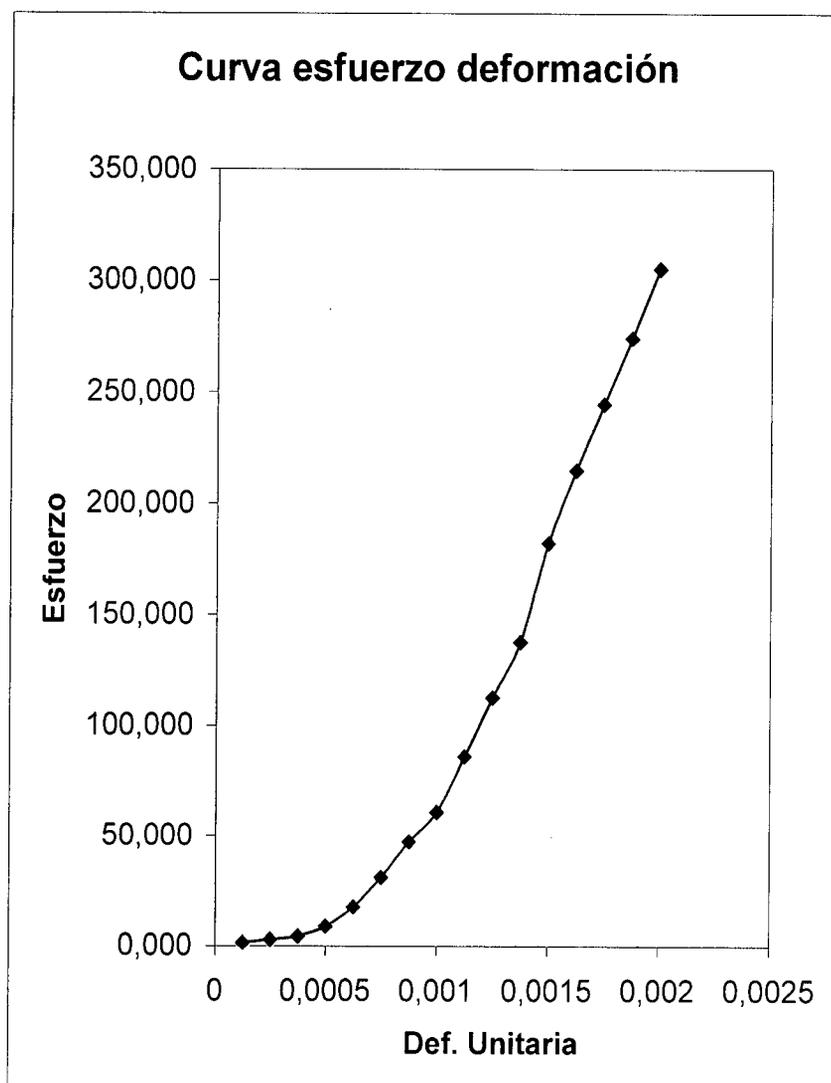
L = 30 cm

b = 9,9 cm

h = 8 cm



carga Kg	Def total deformación	esf compres Kg/cm ²	Def. Unitaria
200	0,01	1,48	0,000125
400	0,02	2,96	0,00025
600	0,03	4,44	0,000375
1200	0,04	8,89	0,0005
2400	0,05	17,78	0,000625
4200	0,06	31,11	0,00075
6400	0,07	47,41	0,000875
8200	0,08	60,74	0,001
11600	0,09	85,93	0,001125
15200	0,1	112,59	0,00125
18600	0,11	137,78	0,001375
24600	0,12	182,22	0,0015
29000	0,13	214,81	0,001625
33000	0,14	244,44	0,00175
37000	0,15	274,07	0,001875
41200	0,16	305,19	0,002

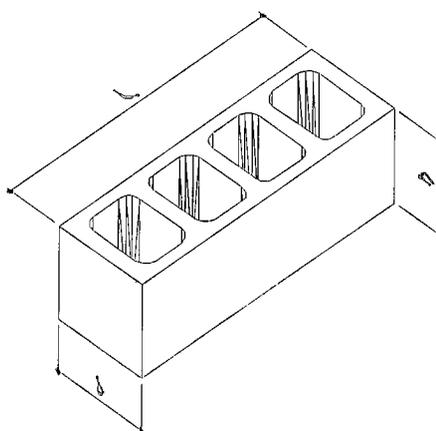


Ladrillo # 8

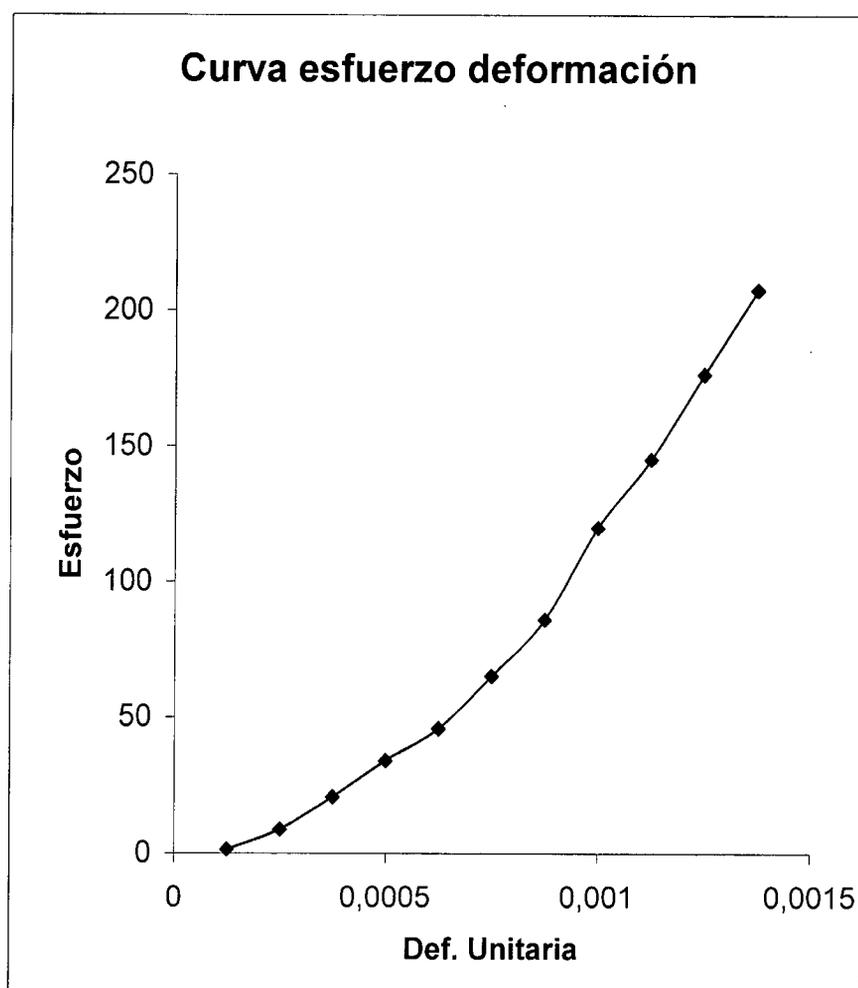
L = 30,1 cm

b = 10 cm

h = 8 cm



carga Kg Kg	def total mm	esf compres Kg/cm2	Def. Unitaria
200	0,01	1,48	0,000125
1200	0,02	8,89	0,00025
2800	0,03	20,74	0,000375
4600	0,04	34,07	0,0005
6200	0,05	45,93	0,000625
8800	0,06	65,19	0,00075
11600	0,07	85,93	0,000875
16200	0,08	120,00	0,001
19600	0,09	145,19	0,001125
23800	0,1	176,30	0,00125
28000	0,11	207,41	0,001375
33800	0,12	250,37	0,0015

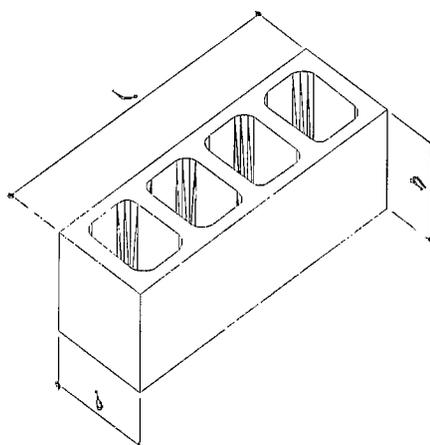


Ladrillo # 9

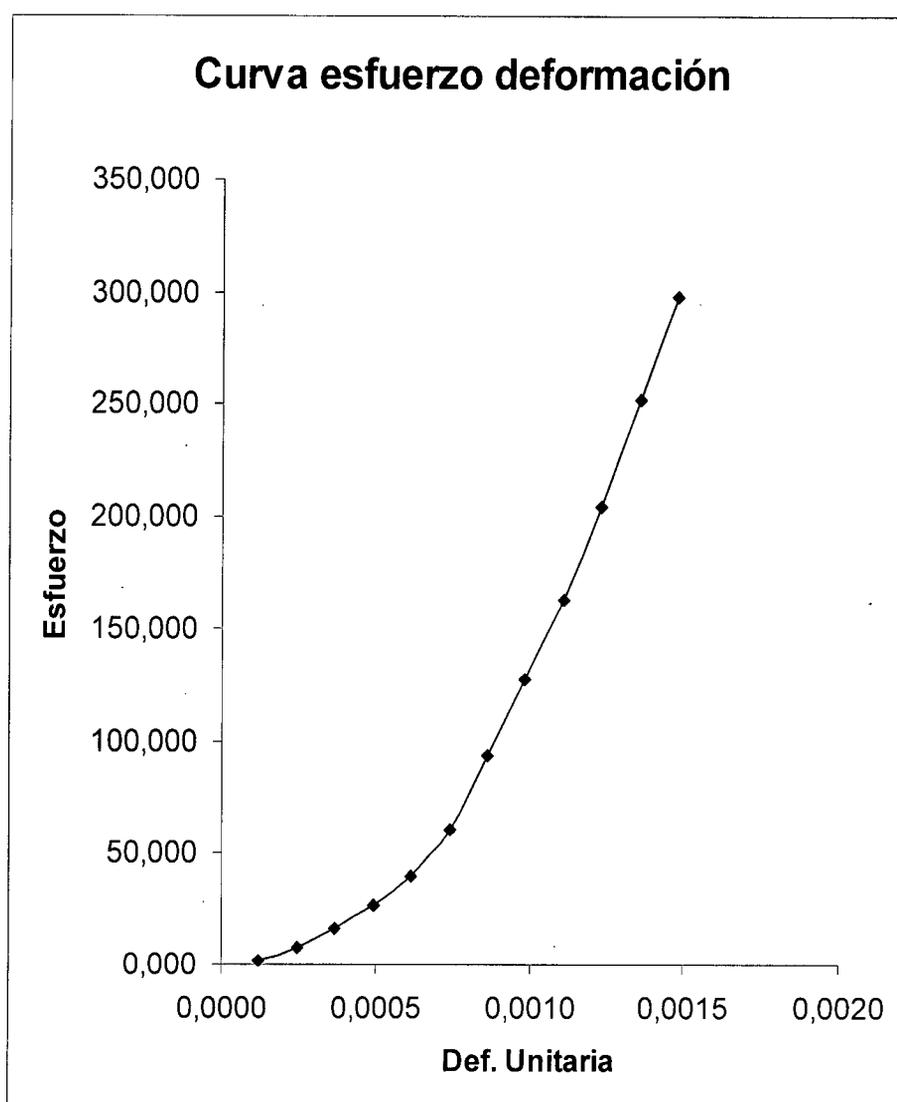
L = 30 cm

b = 10,1 cm

h = 7,9 cm



Carga Kg	def total mm	Esf compres Kg/cm²	Def. Unitaria
200	0,01	1,481	0,0001
1000	0,02	7,407	0,0002
2200	0,03	16,296	0,0004
3600	0,04	26,667	0,0005
5400	0,05	40,000	0,0006
8200	0,06	60,741	0,0007
12600	0,07	93,333	0,0009
17200	0,08	127,407	0,0010
22000	0,09	162,963	0,0011
27600	0,1	204,444	0,0012
34000	0,11	251,852	0,0014
40200	0,12	297,778	0,0015

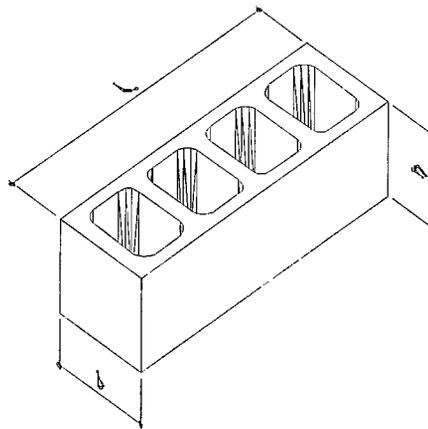


Ladrillo # 10

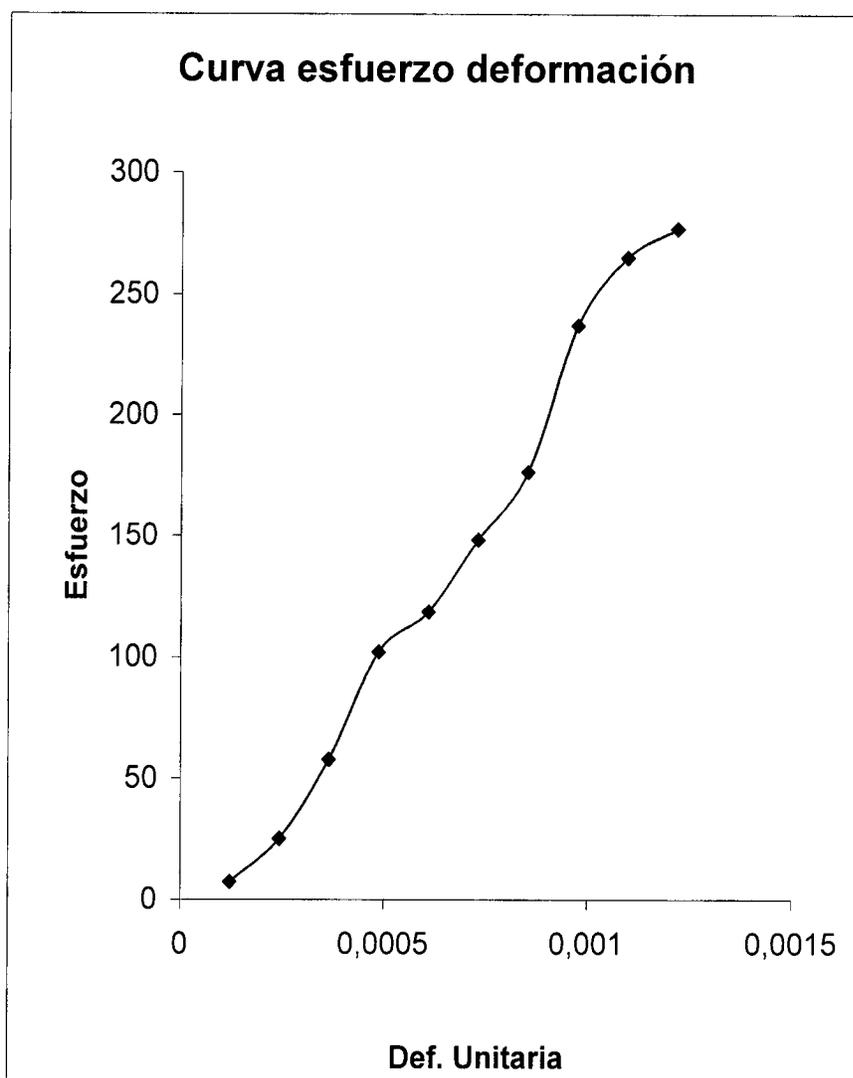
L = 29,9 cm

b = 10 cm

h = 8 cm



Carga Kg	Def total deformación	esf compres Kg/cm2	Def unitaria
1000	0,01	7,40740741	0,00012195
3400	0,02	25,1851852	0,0002439
7800	0,03	57,7777778	0,00036585
13800	0,04	102,222222	0,0004878
16000	0,05	118,518519	0,00060976
20000	0,06	148,148148	0,00073171
23800	0,07	176,296296	0,00085366
32000	0,08	237,037037	0,00097561
35800	0,09	265,185185	0,00109756
37400	0,1	277,037037	0,00121951

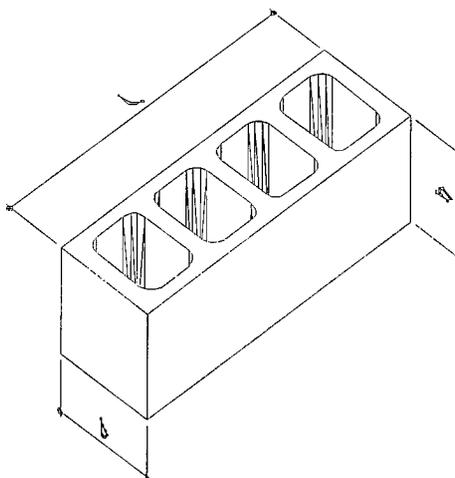


RESISTENCIA A LA FLEXIÓN

L = 29,9 cm

b = 10 cm

h = 8 cm



ladrillo #	Carga Kg	Flexión Kg/cm ²
1	27,627	1,209
2	21,093	0,923
3	20,658	0,904
4	27,400	1,199
5	27,627	1,209
6	27,834	1,218
7	27,627	1,209
8	23,702	1,037

FLEXIÓN PROMEDIO = 1,113 Kg/cm²

$$F = \frac{PL}{bh^2}$$

RESISTENCIA AL CORTE

ladrillo #	Carga Kg	Longitud Cm	Base cm	Altura cm	Rc Kg/cm ²
1	2800	30,0	10,1	8,0	194,926
2	2600	30,2	10,0	7,9	188,720
3	1800	29,8	9,9	8,1	123,872
4	2600	30,1	10,0	8,0	183,422
5	2800	29,9	10,1	8,0	194,276
6	1800	30,0	10,0	8,1	123,457
7	1600	30,1	9,8	7,9	118,113
8	1800	29,8	10,0	8,0	125,719

$$E = \frac{3PL}{2bh^2}$$

RESISTENCIA AL CORTE PROMEDIO = 156,563 Kg/cm²

MÓDULO DE ROTURA

#	Carga Kg	Longitud Cm	Base cm	Altura Cm	MR Kg/cm ²
1	800	30,1	10	8,1	36,70172
2	1000	30	9,9	8,2	45,06697
3	1100	30,1	10,1	7,9	52,52712
4	780	29,8	9,8	8	37,05995
5	1200	29,9	10	8,1	54,68679
6	700	30	10	8	32,81250
7	1400	30	10,1	7,9	66,63060
8	800	29,9	9,9	8	37,75253

MÓDULO DE ROTURA PROMEDIO

45,40 Kg/cm²

$$MR = \frac{PL}{bh^2}$$

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS:

Respecto de los resultados obtenidos de los ensayos a compresión realizados a los ladrillos podemos decir: que estos tienen una resistencia sumamente elevada lo que quiere decir que tienen una resistencia comparable con la de un hormigón de excelentes características, respecto a las curvas esfuerzo deformación podemos decir que tienen la curvatura característica de los materiales como el ladrillo es decir cóncava hacia abajo para luego ir tomando una línea recta. Debemos anotar que por las misma constitución y confección del ladrillo todas las curvas son mas o menos iguales, existiendo unos casos en las que las mismas no tienen una curvatura definida, un factor pudiera la dificultad que se presentó al momento de realizar el ensayo por cuanto el equipo necesario estaba dañado, realizando el mismo en otro equipo que no tiene la misma precisión.

En cuanto a la resistencia a la flexión debemos anotar, así mismo, que al igual que el hormigón ésta es muy baja, siendo mas acentuada en los ladrillos debido a que se quema a altas temperaturas lo que hace que éste se vitrifique.

La resistencia al corte es más o menos aceptable llegando inclusive a ser superior que la del hormigón. En cuanto al módulo de rotura el mismo es similar o superior a la de un hormigón normal.

2.2 MORTEROS.

2.2.1 DEFINICIÓN.

Se conoce como mortero para la albañilería la mezcla de un conglomerante con arena, la misma que se utiliza para unir elementos de una construcción como: ladrillos, bloques de hormigón, losetas, tejas, piedras, etc..Con ellos mismos o con una base. También se lo usa para recubrimientos exteriores o interiores. A los morteros utilizados para unir ladrillos o bloques se denomina morteros de juntas; a los que se emplean para enlucidos se los conoce como morteros de recubrimiento.

El elemento normal de los morteros es a partir de arena, cemento Pórtland y agua; la arena interviene como materia inerte para dar solidez a la masa desecada y evitar el resquebrajamiento que se produciría si se empleara el conglomerante solo. La característica principal de todo mortero es endurecerse con el tiempo y formar una masa común con los materiales que une.

Es necesario que la arena no sea demasiado fina ya que requeriría una elevada cantidad de agua para el mezclado y proporciona morteros de inferior resistencia, mientras que la arena sin finos produce morteros difícilmente trabajables, lo que impide obtener juntas impermeables.

La presencia de partículas finas que pasen la malla 0,075 mm. (tamiz # 200) deben ser inferiores al 5 %. La arena debe estar lavada y no puede tener arcilla, ni materia orgánica.

El mortero tiene que ser trabajable, tener buena retención de agua y poder desarrollar la resistencia y adherencia a los elementos de mampostería.

La norma americana ASTM C144, establece que la arena que se va a destinar para la confección de morteros debe tener la granulometría que se indica:

**REQUISITOS PARA LA GRADACIÓN DE LA ARENA PARA
MORTEROS, ASTM C144.**

Tamiz en mm	Porcentaje que pasa
4.75	100
2.36	95 a 100
1.18	70 a 100
0.600	40 a 75
0.300	10 a 35
0.150	2 a 35

El Cemento Pórtland tipo I es el que generalmente se usa para preparar morteros, y para formar la pasta se utiliza el agua que se recomienda para el mezclado de hormigones.

Además a los morteros se les puede adicionar aditivos para mejorar alguna de sus propiedades como trabajabilidad, retención de agua, y tiempo de fraguado, así como obtener morteros impermeables y coloreados a partir de pigmentos.

La característica de todo mortero es endurecerse con el tiempo y formar una masa común con los materiales que une.

2.2.2 TIPOS DE MORTEROS:

Las diferentes clases de morteros dependen de sus componentes y de la utilidad que se les quiera dar en un proceso constructivo; por lo que se los puede identificar como simples y compuestos.

Los morteros simples son aquellos en los que solo interviene el aglomerante disuelto en la cantidad de agua suficiente para formar una masa pastosa, o sea que se prescinde de la materia inerte (arena); los que más se usa son los de tierra y el de yeso.

Los morteros compuestos son los que además llevan arena, a estos se los puede llamar los verdaderos morteros.

2.2.3 DOSIFICACIÓN DE MORTEROS:

Un aspecto importante relativo a la dosificación de los morteros, es la especificación de la proporción en que deben mezclarse los materiales cemento:

arena, la proporción puede estar dada en peso o en volumen: El cálculo de la dosificación del mortero consiste en una operación algebraica que permite pasar las condiciones impuestas a cantidades por metro cúbico de mortero o por saco de cemento.

CANTIDAD DE AGUA PARA LA DOSIFICACIÓN DE MORTERO.

Esta cantidad de agua queda definida por la trabajabilidad que debe tener para ser colocado en obra, de acuerdo con el uso que se la vaya a dar.

En obras de poca influencia, éste importante aspecto muchas veces queda a criterio del albañil, puesto que éste recibe los materiales (cemento arena) mezclados en seco y va agregando el agua a medida que lo va necesitando.

En obras con un elevado nivel tecnológico de construcción el mortero se prepara en un equipo mecánico donde se mezclan los materiales y se adiciona el agua, para distribuirse a los albañiles el mortero ya totalmente preparado. En éste caso, la cantidad de agua puede estimarse a partir de la fluidez necesaria para el mortero (medida en mesa de sacudidas o mediante el asentamiento en el cono de Abrams), de las características (tamaño máximo y módulo de finura) como se indica a continuación.

**DETERMINACIÓN DE LA CANTIDAD DE AGUA Y AIRE EN LITROS
POR METRO CÚBICO DE MORTERO.**

MOD.FINURA	MF = 3,2	MF = 2,7	MF = 2,2	MF = 1,8	CON.AIRE
ARENA TAMAÑO MÁXIMO 5 mm.					
Fluidez	Cantidad de agua y aire en litros/ m ³ (Ag)				Aire (Ar)
Baja	260	280	310	350	30
Media	270	290	320	360	30
Alta	290	310	340	380	40
Muy alta	310	330	360	400	40
ARENA TAMAÑO MÁXIMO 2,5 mm.					
Fluidez	Cantidad de arena y aire en litros /m ³ (Ag)				Aire (Ar)
Baja	295	315	345	385	40
Media	305	325	365	405	40
Alta	325	345	375	415	50
Muy alta	345	365	395	435	50
ARENA TAMAÑO MÁXIMO 1,25 mm.					
Fluidez	Cantidad de agua y aire en litros /m ³ (Ag)				Aire (Ar)
Baja	335	355	358	425	50
Media	345	365	395	435	50
Alta	365	385	415	455	60
Muy alta	385	405	435	475	60

Para la definición de la fluidez se ha adoptado el siguiente criterio:

Fluidez del mortero	Asentamiento en el cono de Abrams
Baja	0 a 2 cm.
Media	3 a 8 cm.
Alta	9 a 14 cm.
Muy alta	15 a 20 cm.

ECUACIÓN BÁSICA PARA LA DOSIFICACIÓN DE MORTEROS.

Para determinar la dosificación de un mortero debe partirse de la relación básica que establece que la suma de los volúmenes absolutos de sus componentes conforman el volumen total del mortero, lo que se expresa en la siguiente forma:

$$C / p_c + A / p_a + A_g + A_r = 1000 \text{ dm}^3$$

Donde: C = Cantidad de cemento por metro cúbico en Kg

p_c = Densidad real del cemento en Kg / dm^3 .

A = Cantidad de arena por m^3 .

p_a = Densidad real de la arena en estado sss Kg / dm^3 .

A_g = Cantidad de agua por m^3 . De mortero en dm^3 .

A_r = Contenido de aire por m^3 . De mortero en dm^3 .

La expresión anterior determina la cantidad de materiales (cemento y arena) en peso para un metro cúbico de mortero

DOSIFICACIÓN DE MORTEROS ESPECIFICADOS POR PROPORCIONES.

Las proporciones de dosificación pueden estar definidas en peso o en volumen y a partir de ellas pueden determinarse las cantidades en que deben mezclarse los componentes para obtener un determinado volumen de hormigón.

PROPORCIONES ESPECIFICADAS EN PESO.

a).- Cálculo de las cantidades correspondientes a la dosificación.

Generalmente la dosificación se expresa en la siguiente forma:

Cemento : arena = 1 : a en la cual se representa una parte de cemento y (a) la proporción en peso de arena en relación con el peso de cemento, en consecuencia si C y A son las cantidades en peso de cemento y arena por metro cúbico de mortero, se tendrá que la cantidad de arena $A = a \cdot C$.

En base a estos términos la relación de cálculo es la siguiente:

$$C / p_c + aC / p_a + A_g + A_r = 1000$$

De donde se deduce:

$$c = \frac{1000 - A_g - A_r}{1 / p_c + a / p_a}$$

Para determinar el valor de C, es necesario previamente extraer los valores de A_g y A_r de la tabla que determina la cantidad de agua y aire por metro cúbico de mortero para una determinada condición de fluidez del mortero y de acuerdo al tamaño máximo y al módulo de finura de la arena.

Una vez determinada la cantidad de cemento C se puede determinar la cantidad de arena con la relación $A = a * C$.

2.2.4 ÁRIDO FINO A UTILIZARSE EN LA ELABORACIÓN DEL MORTERO

Para la elaboración del mortero, con el fin de elaborar los modelos de dinteles a estudiarse se utilizó la arena proveniente de sitio El Boquerón del Cantón Catamayo.

2.2.5 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL ÁRIDO

Las características físicas del árido que vamos a utilizar las vamos a determinar mediante los ensayos que se van a realizar a la misma en el Laboratorio de Materiales de Construcción

2.2.6 ENSAYOS DE: GRANULOMETRÍAS, IMPUREZAS ORGÁNICAS, PARTÍCULAS FINAS MENORES DE 75 MICRAS, SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS FINAS DESPUÉS DE UNA HORA, CONTENIDO DE HUMEDAD.

REQUISITOS PARA EL ÁRIDO FINO.

El árido fino puede consistir en arena natural, arena de trituración o mezcla de ambas.

GRADACIÓN.- La granulometría del árido fino debe estar comprendida dentro de los límites que se especifican en la tabla # 3.

Tamiz en mm.	Porcentaje que pasa
9.5	100
4.75	95 a 100
2.36	80 a 100
1.18	50 a 85
0.600	25 a 60
0.300	10 a 30
0.150	2 a 10

Tabla # 3.

Entre dos tamices cualesquiera consecutivos de aquellos que se indican en la tabla anterior, no debe quedar retenido más del 45 % del árido fino, y su módulo de finura no debe ser menor de 2.3 ni mayor de 3.1.

El árido fino que no cumpla con el requisito de granulometría y módulo de finura, puede ser utilizado siempre que mezclas de prueba preparado con éste árido fino cumplan con los requisitos de las especificaciones particulares de obra.

SUSTANCIAS PERJUDICIALES.- La cantidad de sustancias perjudiciales en el árido fino no debe exceder los límites que se especifican en la tabla.

SUATANCIA PERJUDICIAL	PORCENTAJE MÁXIMO EN MASA
Material más fino que 75 micrones	
a).- Para hormigón sometido a abrasión	3
b).- Para cualquier otro hormigón.	5
Terrones de arcilla y partículas desmenuzables	5
Partículas livianas (carbón y lignito)	
a) Cuando la apariencia superficial del hormigón es de importancia	0.5
b) Para cualquier otro hormigón.	1
Cloruros Cl	
a) Para hormigón simple	1
b) Para hormigón armado	0.4
c) Para hormigón preesforzado	0.1
Sulfatos como SO ₄	
Partículas en suspensión después de una hora de sedimentación	3

En el caso de arena de trituración, si el material más fino que 75 micrones consisten en polvo resultante de la trituración, esencialmente libre de esquisto o arcilla, los límites pueden aumentarse a 5 y 7 % respectivamente.

IMPUREZAS ORGÁNICAS.- El árido fino debe estar libre de cantidades dañinas de impurezas. Los áridos sometidos al ensayo para estimar las impurezas orgánicas y que produzcan un color más oscuro que el color patrón deben ser rechazadas.

El árido fino a utilizarse en hormigón que estará en contacto con la humedad del suelo, no debe contener materiales que reaccionen perjudicialmente con los álcalis del cemento en una cantidad suficiente para producir una expansión excesiva del mortero o del hormigón. Si tales materiales están presentes en cantidades dañinas, el árido fino puede utilizarse siempre que se lo haga con un cemento que contenga menos del 0,6 % del álcalis calculados como óxido de sodio, o con la adición de un material que haya demostrado previene la expansión perjudicial debida a la reacción árido – álcalis.

**DATOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS A LA ARENA EN
EL LABORATORIO DE RESISTENCIA DE MATERIALES**

UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

FAC. DE INGENIERÍA CIVIL LAB. DE RESISTENCIA DE MATERIALES

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD Y ABSORCIÓN DE AGUA EN ÁRIDO FINO

Muestra:	Arido Fino	Norma:	INEN 856
Yacimiento:	Rio Catamayo	Realizado:	PC
Sector:	El Boquerón	Fecha:	12-Ene-00

Ensayo número	1	2	3
Masa de la muestra de ensayo (sss) en gr.	500,00	500,00	
Masa del matraz más agua en gramos: B	1276,30	1276,30	
Masa del matraz más agua más muestra: C	1583,10	1583,20	
Masa de la muestra seca al horno en gr. A	492,96	492,71	
Densidad real (estado sss) D _{sss} en gr/cc	2,588	2,589	
Densidad seca (estado seco) D _s en gr/cc	2,552	2,552	
Porcentaje de absorción P _a en %	1,428	1,480	

Valor promedio: D_{sss} = 2,589 D_s = 2,552 P_a = 1,454

$D_{sss} = \frac{500}{B + 500 - C}$	$D_s = \frac{A}{B + 500 - C}$	$P_a = \frac{500 - A}{A} \times 100$
-------------------------------------	-------------------------------	--------------------------------------

UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

FAC. DE INGENIERÍA CIVIL

LAB. DE RESISTENCIA DE MATERIALES

DETERMINACIÓN DE IMPUREZAS ORGANICAS EN LAS ARENAS

Muestra:	Arido Fino	Norma:	INEN 855
Yacimiento:	Río Catamayo	Realizado por:	PC
Sector:	El Boquerón	Fecha:	08-Ago-99

Ensayo número	1	2	3
Masa de la muestra de ensayo en gr	200,00	200,00	
Volumen de la probeta utilizada en cc	250,00	250,00	
Tiempo de reposo de la muestra en horas	24 HOO	24 HOO	
Comparación Colorimetrica			
Líquido sobrenadante más claro	X	X	
Líquido sobrenadante más oscuro			
Si contiene impurezas orgánicas			
No contiene impurezas orgánicas	X	X	

Reactivo utilizado: Solución de Hidroxido de Sodio al 3 %.

**DETERMINACIÓN DEL PORCENTAJE DE PARTICULAS EN SUSPENSIÓN
DESPUÉS DE UNA HORA DE SEDIMENTACIÓN**

Muestra:	Árido Fino	Norma:	INEN 864
Yacimiento:	Río Catamayo	Realizado por:	PC
Sector:	El Boquerón	Fecha:	08-Ago-99

Ensayo número	1	2	3
Masa de la muestra de ensayo: A	200,00	200,00	
Tiempo de sedimentación en horas	1 HOO	1 HOO	
Volumen del material sedimentado: H	4,00	3,50	
Porcentaje de partículas finas: P (%)	1,200	1,050	
Valor promedio Porcentaje de particulas finas:		1,125	%

Porcentaje de partículas finas: $P = ((H \times 0.6) / A) \times 100$

OBSERVACIONES:

UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

FAC. DE INGENIERÍA CIVIL

LAB. DE RESISTENCIA DE MATERIALES

DETERMINACIÓN DE LOS MATERIALES MAS FINOS QUE 75 MICRONES

Muestra: Árido Fino
Yacimiento: Río Catamayo
Sector: El Boquerón

Norma: INEN 697
Realizado por: PC
Fecha: 08-Ago-99

Ensayo número	1	2	3
Masa de la muestra de ensayo en gr.: A	500,00	500,00	
Masa de la muestra lavada y seca gr.: B	462,43	461,96	
Porcentaje de material fino: P (%)	7,51	7,61	
Valor promedio Porcentaje de material fino:	7,56		%

Porcentaje de material fino: $P = ((A-B)/A) \times 100$

El porcentaje de materiales finos menores que 75 micrones, no debe ser mayor al 5%.

UNIVERSIDAD TÉCNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE RESISTENCIA DE MATERIALES

DETERMINACIÓN DE LA GRANULOMETRÍA EN EL ÁRIDO FINO

Material: Árido Fino

Sitio: El Boquerón

Norma: INEN 696

Procedencia: Río Catamayo

Realizado: PC

Fecha: 08-Ago-99

Tamiz En Mm	Ensayo número 1				Ensayo número 2				Valor Promedio		
	Peso Tamiz	Tamiz + Muestra	Peso Retenido	Porcent Reteni	Peso Tamiz	Tamiz + Muestra	Peso Retenido	Porcent Reteni	% Reten Promed	% Reten Acumul	Porcentaje Que Pasa
9,5											100,00
4,75	511,10	511,70	0,60	0,06	511,12	511,12	0,00	0,00	0,03	0,03	99,97
2,36	433,70	433,90	0,20	0,02	433,69	433,95	0,26	0,03	0,02	0,05	99,95
1,18	407,40	407,60	0,20	0,02	407,20	407,53	0,33	0,03	0,03	0,08	99,92
0,600	421,40	424,65	3,25	0,30	422,20	424,30	2,10	0,22	0,26	0,34	99,66
0,300	334,10	356,20	22,10	2,05	334,30	374,50	40,20	4,19	3,12	3,46	96,54
0,150	360,60	920,50	559,90	51,85	360,77	851,80	491,03	51,23	51,54	55,00	45,00
0,075	297,20	672,80	375,60	34,79	297,80	625,40	327,60	34,18	34,48	89,49	10,51
Fondo	371,20	489,10	117,90	10,92	371,30	468,20	96,90	10,11	10,51	100,00	0,00
Total			1079,75	100,00			958,42	100,00	100,00		

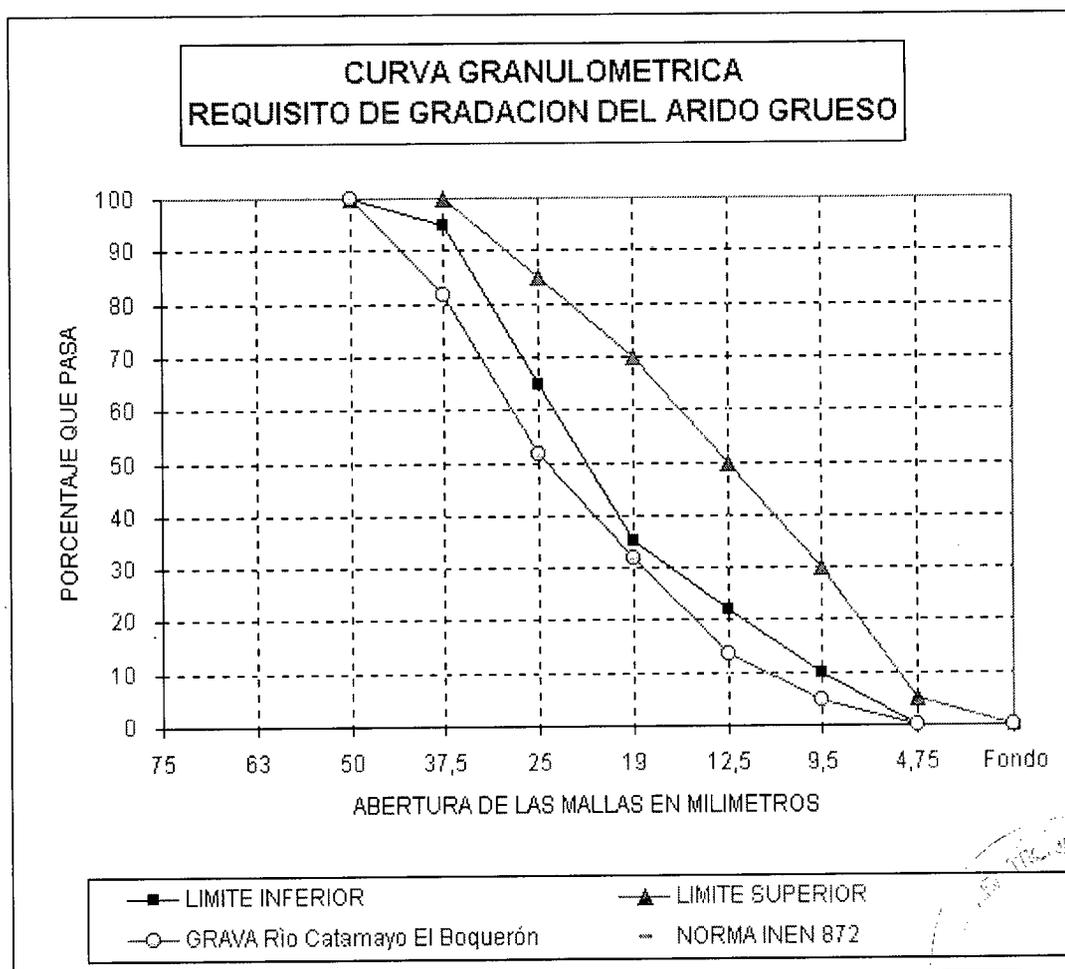
Masa de la muestra para el ensayo 1: 1082,4gramos

Masa de la muestra para el ensayo 2: 958 gr

Tamaño efectivo: $T_e = 0,300$ mm

Tamaño máximo: $T_m = 0,300$ mm

Módulo de finura: $M_f = 0,59$



2.2.7 DOSIFICACIÓN DEL MORTERO.

Datos:

Proporción en peso = 1 : 3

Fluidez media

Densidad del cemento 3,10 gr/cc

Arena:

Densidad real de la arena $s_{ss} = 2,589 \text{ gr/cc}$

Densidad aparente en estado suelto $= 1,527 \text{ gr/cc}$

Tamaño máximo de la arena $= 0,300 \text{ mm}$

Capacidad de absorción $= 1,454 \%$

Contenido de Humedad $= 6,73 \%$

De la tabla de acuerdo a las características de la arena y el mortero, se determina:

Cantidad de agua $A_g = 435 \text{ litros}$

Contenido de aire $A_r = 50 \text{ litros}$

$$\text{Cantidad de cemento } C = \frac{1000 - 435 - 50}{\frac{1}{3,10} + \frac{3}{2,589}}$$

$$C = 347,66 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Cantidad de arena } A = 3 * 347,66 = 1042,98 \text{ Kg/m}^3$$

RESUMEN DE LA DOSIFICACIÓN

Materiales	Dosif	Dosificación	Dosificación
	Peso Kg/m^3	Peso / saco	Volumen / saco
Cemento	347,66	50 Kg	50 Kg
Agua	435	62,56 lts	65,56 lts
Arena	1042,98	150 Kg	110,29 dm^3

$$\text{Cantidad de agua por saco de cemento} = \frac{435 * 50}{347,66} = 62,56 \text{ lits}$$

$$\text{Cantidad de arena por saco de cemento} = 3 * 50 = 150 \text{ Kg}$$

$$\text{Volumen de mortero por saco de cemento} = \frac{1000 * 50}{347,66} = 143,82 \text{ dm}^3$$

CORRECCIÓN DE LA DOSIFICACIÓN POR CONTENIDO DE HUMEADAD.

$$\begin{aligned} \text{Agua libre contenida en la arena} &= 1042,98 (0,0673 - 0,0145) = 55,07 \\ &= 55,07 \text{ Kg/m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Arena corregida} = 1042,98 + 55,07 = 1098,05 \text{ Kg/m}^3$$

$$\text{Agua corregida} = 435 + 55,07 = 379,93 \text{ lts}$$

DOSIFICACIÓN CORREGIDA

MATERIALES	Dosif Kg/m ³	Peso Peso / saco	Dosificación Volumen /saco
Cemento	347,66	50 Kg	50 Kg
Agua	379,93	54,41 lts	54,41 lts
Arena	1098,05	150 Kg	110,29 dm ³

2.2.8 PRUEBAS A COMPRESIÓN Y TRACCIÓN DE MORTEROS.

Para poder realizar el estudio de compresión y tracción de morteros procedemos a la fabricación del mortero con las especificaciones y la dosificación calculada, luego de lo cual se procedió a confeccionar las probetas para cada uno de los casos.

Las probetas cúbicas y cilíndricas son limpiadas cuidadosamente, se les coloca aceite en las paredes, luego de lo cual se procede a vaciar en las mismas el mortero elaborado. El mortero se va colocando en capas y se va apisonado capa por capa. Para el caso de las probetas cilíndricas se apisona con un pisón redondo y para las cúbicas con una rectangular, al día siguiente se saca las probetas de los moldes y se procede a su curación y luego ser probadas a la edad de 30 días.

2.2.9 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE PRUEBAS A COMPRESIÓN.

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE MORTEROS: FORMA CÚBICA

Probeta #	Base 1 Cm	Base 2 cm	Altura cm	Sección cm ²	Carga Kg	Esf. Comp Kg/cm ²
1	5,01	5	5,02	25,1	11250	448,207171
2	5	5	5,01	25,05	11120	443,912176
3	4,99	5,01	5	25,05	10920	435,928144
4	4,98	5,02	5	25,1	11210	446,613546
5	5	5	5	25	11560	462,4
6	5,01	4,99	5,01	24,9999	11350	454,001816

Dosificación en peso 1 :1

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE MORTEROS: FORMA CILÍNDRICA

Probeta #	Diámetro cm	Altura cm	Sección cm ²	Carga Kg	Esf. Comp Kg/cm ²
1	5	10	19,683	7520	382,06529
2	5,01	10	19,761	8150	412,42208
3	4,99	9,98	19,604	6880	350,95149
4	5	9,99	19,683	7240	367,83945
5	5	10	19,683	7860	399,33951
6	5,01	10	19,761	6950	351,69735

Dosificación en peso 1 : 1

2.3 MAMPOSTERÍA

2.3.1 DEFINICIÓN.¹

La mampostería es una obra de albañilería elaborada con mampuestos o piedras sin labrar, unidas con mortero, argamasa, yeso, cal, etc. También se entiende a la mampostería como la disposición de las juntas y trabazón de los ladrillos en un cuerpo de obra de fábrica según reglas determinadas.

En la realización práctica de aparejos de paredes con ladrillo, hay que tener en cuenta, las siguientes reglas de carácter general:

Todas las hiladas tienen que descansar sobre planos horizontales.

¹ Tomado del Manual del Constructor de Kidder Parker

Hay que procurar emplear el mayor número de ladrillos enteros.

2.3.2 MUROS DE LADRILLO.

Debido a las limitaciones constructivas de épocas pasadas el muro fue un elemento de carga. Este concepto en la actualidad es más amplio pues tiene la función de aislar, cargar y separar.

De acuerdo a su trabajo mecánico los muros pueden clasificarse en: muros de carga, muros divisorios, muros de contención o retención.

A continuación vamos a analizar brevemente los muros de carga.

La función de estos es cargar y soportar, están sujetos siempre a compresión, el material con que se construye el muro debe cumplir las siguientes características: resistencia, economía y constructibilidad.

El muro de carga transmite los esfuerzos a las cimentaciones, el espesor depende de la fatiga de trabajo del material empleado, calculado siempre por unidad de longitud.

El material más utilizado para muros soportantes probablemente es el ladrillo, el cual proporciona al muro muchas características como: impermeabilidad, aislamiento acústico y térmico, mejor adherencia al mortero. Al usar ladrillo

hueco, el muro puede construirse de varios espesores, según el número de paredes resistentes que se quiere tener y el número de cámaras de aire.

2.3.3 TEXTURA.

El primer factor de la textura arquitectónica, es el material en si y depende de los componentes naturales del material. El tamaño del grano de los materiales naturales o artificiales o el contraste de los agregados en un material compuesto. En muchos casos los mismos componentes naturales dan al material texturas diversas según el tratamiento, tipo de acabado, cocción, prensado, colado, esmalte, pintura, etc. El tratamiento de las caras del ladrillo puede ser: lisa, áspera corrugada, estriada, acanalada, enarenada o vidriada.

El mismo ladrillo con la misma textura puede combinarse de manera que se obtienen texturas muy diversas, dependiendo de las juntas y colocación, de esto se puede obtener texturas lisas, de materiales rugosos o viceversa.

2.3.4 HILADAS.

En un muro o pared, se designa así, al conjunto de ladrillos dispuestos horizontalmente uno a continuación de otro formando una hilera o fila, la que se va levantando sucesivamente al construir un aparejo pared, se distinguen los siguientes tipos de hiladas.

HILADAS A SOGA.- Son las que presentan en el parámetro su mayor dimensión.

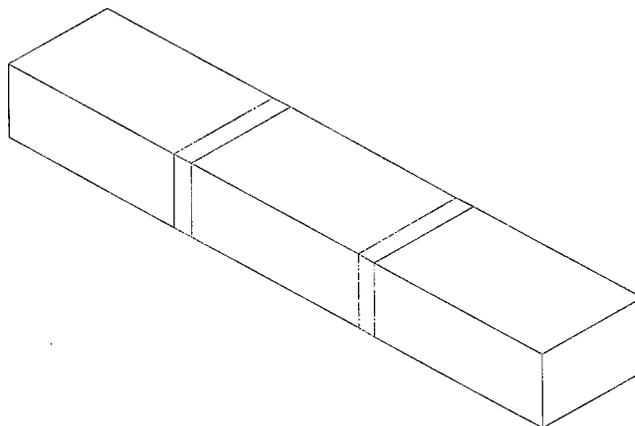


gráfico # 2.13

HILADAS A TIZÓN.- Son las que presentan su cara menor en el paramento del muro o pared, en posición tendida.

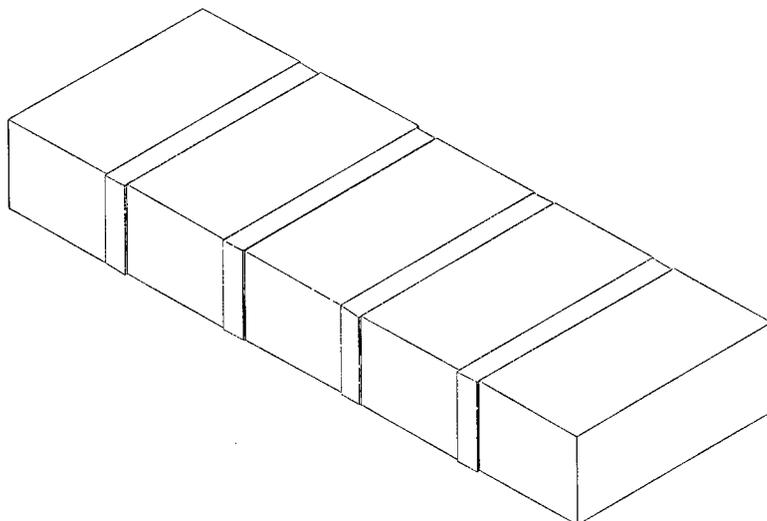


gráfico # 2.14

HILADAS A SARDINEL.- Son aquellas que presentan su cara menor, pero en posición vertical, dando como resultado que la junta vertical está formada entre dos caras mayores, mientras que las horizontales se forman por caras estrechas.

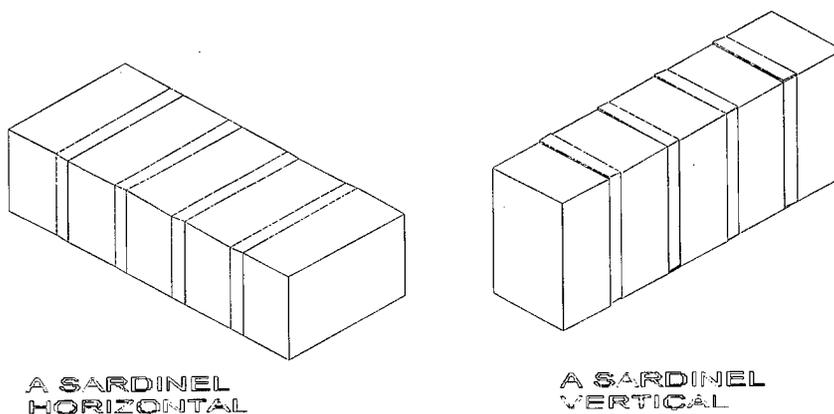


gráfico # 2.15

2.3.5 JUNTAS.

Son los espacios rellenos de mortero que quedan entre los ladrillos. Tenemos dos tipos de juntas:

JUNTA HORIZONTAL.-Se denomina también tandel, llamado comúnmente hilo o nivel de asiento, son perpendiculares a la dirección de la presión a la que están sometidos los ladrillos.

JUNTA VERTICAL.- Se denomina también llaga, y consiste en el mortero comprendido entre dos ladrillos consecutivos de una misma hilada.

2.3.6 DATOS RECOPIADOS SOBRE MAMPOSTERÍA.

De la investigación realizada no se ha encontrado ninguna información acerca de estudios sobre mampostería en nuestra localidad, razón por la cual hemos realizado una serie de estudios para obtener parámetros de sus propiedades mecánicas que serán de utilidad para nuestro análisis.

2.3.7 OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MAMPOSTERÍA.

Para realizar éste estudio lo hemos hecho con mampostería de iguales características que la vamos a utilizar en la elaboración de los dinteles, el método

de ensayo y las recomendaciones las hemos tomado del folleto # 403 de la U.N.A.M. titulado “DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA”.

2.3.8 RECOMENDACIONES DADAS POR LA UNAM.

Materiales para mampostería de piedras artificiales.

PIEZAS.

Se consideraran como piezas macizas aquellas que tengan en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos el 75 % del área total, y cuyas paredes no tengan espesores menores de 2 cm.

Las piezas huecas se consideraran a las que tienen en su sección transversal más desfavorable un área neta de por lo menos 45 % del área bruta; además el espesor de sus paredes exteriores no será menor que 1,5 cm..

MORTEROS.

Los morteros que se empleen en elementos estructurales de mampostería deben cumplir los siguientes requisitos:

- Su resistencia nominal en compresión será por lo menos de $40 \text{ Kg} / \text{cm}^2$.

- La relación volumétrica entre la arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2,25 y 3.
- Se empleará la mínima cantidad de agua que dé como resultado un mortero fácilmente trabajable.

ENSAYO DE PILAS CONSTRUIDAS CON LAS PIEZAS Y MORTEROS QUE SE EMPLEARÁN EN OBRA:

Las pilas estarán formadas por lo menos con tres piezas sobrepuestas, la relación altura – espesor de la pila estará comprendida entre dos y cinco; las pilas se ensayarán a las edades de 28 días.

Para el almacenamiento de los especímenes, el procedimiento de ensayo se seguirá, en lo que sea posible, las normas que rigen para ensayos de compresión en cilindros.

El esfuerzo medio obtenido, calculado sobre el área bruta, se corregirá multiplicando por los factores de la tabla siguiente.

RELACIÓN DE ESBELTEZ	2	3	4	5
FACTOR CORRECTIVO	0.77	0.91	1.00	1.05

Para esbelteces intermedias se interpolará linealmente.

La resistencia nominal F^*m se calculará como:

$$f^*m = \frac{fm}{1 + 2.5Cm}$$

f_m = resistencia promedio de las pilas

C_m = Coeficiente de variación de resistencia de las pilas

La determinación se hará con un mínimo de 8 pilas.

MÓDULO DE ELASTICIDAD.

El módulo de elasticidad de la mampostería (E), podrá determinarse experimentalmente o calcularse en forma aproximada así:

- Para mampostería de tabique y bloques de concreto.

$E = 600 f^*m$ para cargas de corta duración.

$E = 250 f^*m$ para cargas sostenidas.

- Para mampostería de tabique de barro y otras piezas excepto las de concreto:

$E = 400 f^*m$ para cargas de corta duración.

$E = 250 f^*m$ para cargas sostenidas.

MÓDULO DE CORTANTE.

El módulo de cortante se tomará como $G = 0.3 E$.

2.3.9 ELABORACIÓN DE LAS PILAS DE MAMPOSTERÍA PARA LA OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS.

ELEMENTOS CONSTITUTIVOS:

- Piezas:

Ladrillos: Se utilizaron ladrillos mecánicos ARCIMEGO tipo cuatro caras vistas de dimensiones 30 x 10 x 8 cm

Área total: 300 cm² aproximadamente.

Área neta: 135 cm² aproximadamente.

Área neta: 45 % del área total (ladrillo hueco).

Peso específico: 1.61 Kg / cm²

Peso Volumétrico: 1.062 Kg / cm²

- Mortero: El mortero que se utilizó fue:

Aglomerante:

Cemento (C).

Fábrica: Rocafuerte

Peso Volumétrico = 1,2 gr/cm³

Peso específico = 3,15 gr/cm³

PROCESO CONSTRUCTIVO DE LAS PILAS DE MAMPOSTERÍA.

Las pilas se han construido siguiendo las recomendaciones dadas, entre ellas que la relación de esbeltez se encuentre entre dos y cinco. Definiéndose como esbeltez la relación que existe entre la altura y el espesor de la pila; para cumplir esta recomendación se han realizado pilas de tres ladrillos con juntas de aproximadamente 1.5 cm. Lo cual da una relación de esbeltez de aproximadamente 2.7.

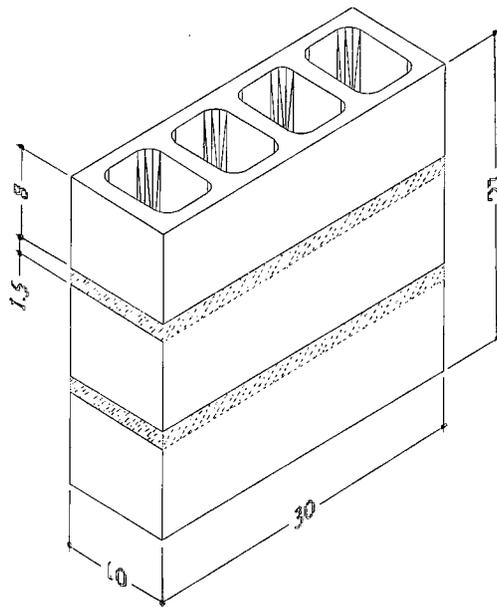


gráfico # 2.15

Las pilas se han construido de tal modo que reflejan el comportamiento de la mampostería en los dinteles, enfocando en este sentido se han construido dos tipos de pilas. Pilas con los huecos de los ladrillos rellenos con mortero y pilas con los huecos vacíos.

PILAS CON LOS HUECOS DE LOS LADRILLOS RELLENOS DE MORTERO.

Con los ladrillos y el mortero especificado anteriormente se ha procedido a la construcción de estas pilas.

Los ladrillos se los colocó en agua para su humedecimiento, antes de ser usados, sobre la losa del piso se colocó un papel periódico, para evitar su adherencia al piso. Con la ayuda de un nivel de mano se procedió a nivelar completamente este ladrillo y se rellenó completamente los huecos del ladrillo de mortero y dejando sobre el ladrillo una capa de 1.5 cm. Sobre la cual se colocó el segundo ladrillo, asegurándose que se encuentre nivelado y encuadrado respecto al primero; igualmente se rellenaron los huecos con mortero y sobre su superficie una capa de 1.5 cm. Y finalmente se colocó el tercer ladrillo, nivelado y encuadrado correctamente, se rellenaron los huecos de mortero dejando al ras con la superficie del ladrillo.

Siguiendo el mismo proceso se construyeron ocho pilas dejándolas en la misma posición por un lapso de 30 minutos, luego se las trasladó a otro lugar cuidando que no se produzcan movimientos bruscos o vibraciones que afecten su estructura. Se los dejó en este lugar sin realizar ningún curado especial, excepto que en este lugar no se producen temperaturas altas ni bajas, y la temperatura se mantiene más o menos constante.

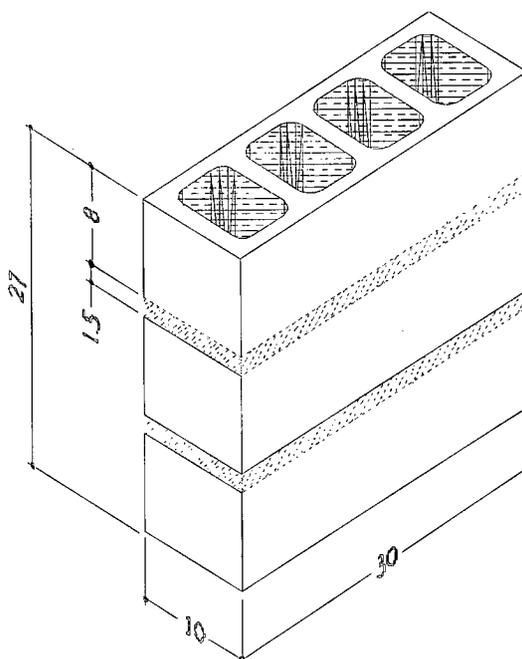


gráfico # 2.16

PILAS CON LOS HUECOS DE LOS LADRILLOS SIN RELLENAR DE MORTERO.

El proceso constructivo es similar al anterior; diferenciándose esencialmente en que los ladrillos humedecidos previo a su uso se rellenaron los huecos con papel para garantizar que no ingrese el mortero. Se los colocó de igual modo que en el caso anterior, ubicando entre el primero y el segundo capas de 1.5 cm (juntas), luego con una varilla con mucho cuidado se pasó a través de los huecos, dejándolos finalmente libres. De igual manera se construyeron ocho pilas.

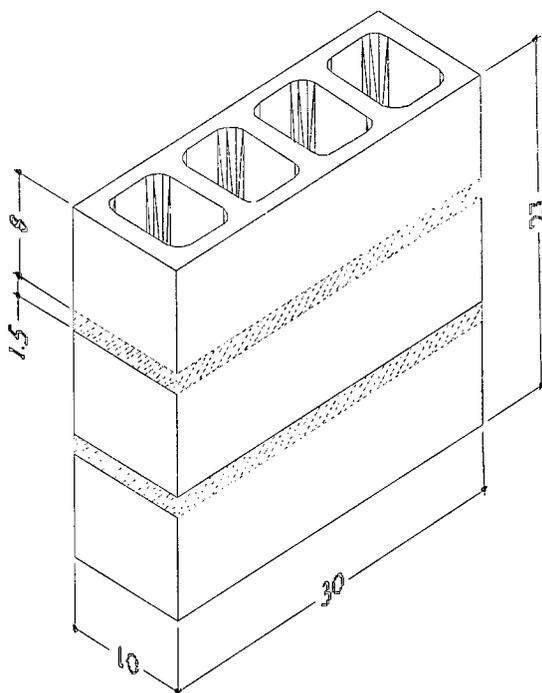


gráfico # 2.17

2.3.10 PROCESO DE ENSAYO A COMPRESIÓN DE LAS PILAS DE MAMPOSTERÍA.

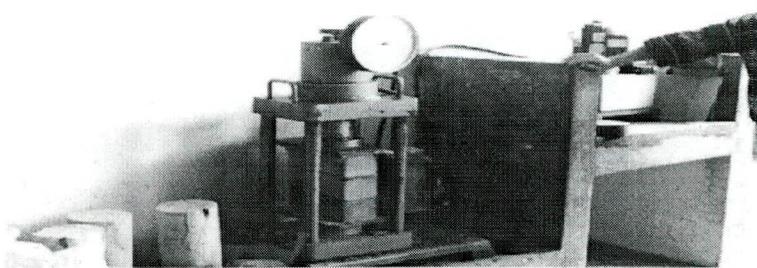
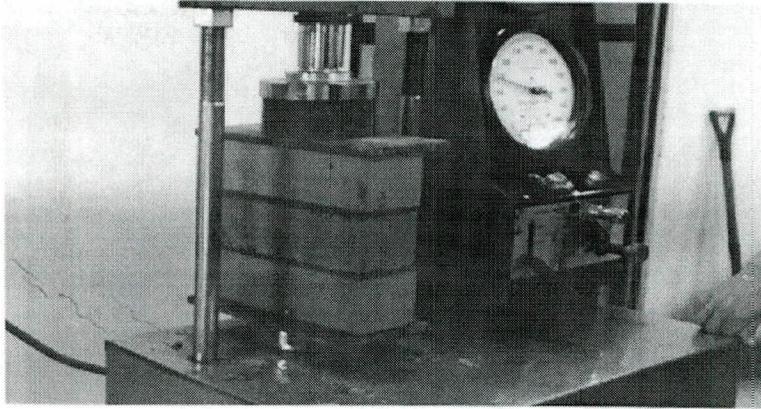
Para el ensayo de las pilas de mampostería rellena, primero se realizó un capeado con mortero de cemento y arena fina, para así lograr que al momento de aplicar la carga ésta se distribuya uniformemente en toda el área de la pila, en las pilas de mampostería hueca se colocó, para este mismo fin, pedazos de cartón.

La forma de ensayar las pilas de mampostería es semejante a la forma de ensayo de los cilindros de concreto, en lo que sea posible, de acuerdo a las recomendaciones del folleto de la UNAM.

Esta semejanza de ensayo es fundamental en:

- El equipo que se debe utilizar.- Como es la recomendación, que el dispositivo mediante el cual se va a transmitir la carga debe tener un sistema de rótula para que distribuya uniformemente la carga. Y las características de la máquina en la que se va a realizar el ensayo.
- La velocidad de aplicación de la carga.- La máquina en que se realizó el ensayo es en la que se prueban los cilindros de concreto. Con respecto a la velocidad de aplicación de la carga se controló que esté entre 1.4 y 3.5 Kg / cm/seg², como indica la norma para el ensayo de cilindros de concreto.

A continuación mostramos fotografías del proceso de ensayo.



2.3.11 OBTENCIÓN DE LOS VALORES NOMINALES DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN Y MÓDULO DE ELASTICIDAD.

1.- Para obtener el valor nominal de la resistencia a la compresión de la mampostería f^*m utilizamos la expresión recomendada por la UNAM, la misma que da un valor estadístico que garantiza que el 98 % de las piezas ensayadas están sobre dicho valor nominal.

$$f^*m = \frac{fm}{1 + 2.5Cm}$$

2.- El módulo de elasticidad se determinará mediante fórmula.

OBTENCIÓN DE LA RESISTENCIA NOMINAL DE LA MAMPOSTERÍA RELLENA.

MAMPOSTERÍA RELLENA

ensayo	carga Kg	a (cm) cm	b (cm) Cm	h (cm) Cm	relaci esbelt	Factor Correcc	area Cm2	Esfuerzo Kg/cm2
1	12800	9,8	29,80	26,10	2,66	0,862	127,04	100,76
2	11350	10,0	30,00	26,00	2,60	0,854	135,00	84,07
3	8250	10,0	30,20	25,70	2,57	0,850	137,00	60,22
4	18250	9,7	29,80	26,30	2,71	0,869	124,06	147,11
5	15050	10,2	30,00	26,10	2,56	0,848	141,00	106,74
6	9800	10,1	30,10	26,00	2,57	0,850	139,01	70,50
7	18200	9,8	29,90	26,20	2,67	0,864	128,02	142,17
8	14600	9,9	29,80	26,10	2,64	0,860	130,02	112,29

Resistencia Promedio

$$F\bar{m} = 102,98 \text{ Kg/cm}^2$$

Desviación
estándar 29,219

Coefficiente de
variación $C_m = \frac{Desv. Es tan dar}{media}$

$$C_m = 0,283735$$

$$f^*m = \frac{F\bar{m}}{1 + 2,5C_m}$$

$$f^*m = 60,24559$$

Módulo de
elasticidad $E = 250 * f^*m$ para cargas de corta duración

$$E = 15061,4 \text{ Kg/cm}^2$$



MAMPOSTERÍA HUECA

ensayo	Carga Kg	a Cm	b cm	h Cm	Relaci esbelt	Factor correcc	area cm2	Esfuerzo Kg/cm2
1	14600	9,90	29,90	26,20	2,65	0,861	296,01	49,32
2	18200	10,00	30,00	26,00	2,60	0,854	300,00	60,67
3	17400	10,20	30,20	26,40	2,59	0,853	308,04	56,49
4	19200	9,80	29,80	25,90	2,64	0,860	292,04	65,74
5	18800	10,20	30,10	26,00	2,55	0,847	307,02	61,23
6	15200	10,00	30,00	25,90	2,59	0,853	300,00	50,67
7	14600	9,90	29,90	26,20	2,65	0,861	296,01	49,32
8	21000	9,80	29,80	25,90	2,64	0,860	292,04	71,91

Resistencia
Promedio 58,17 Kg/cm^2

Desviación
Estándar 7,73

$$C_m = 0,132803$$

$$F^*m = 43,6702$$

$$E = 10917,55 \text{ Kg/cm}^2$$

CAPÍTULO III

3. FORMA CONSTRUCTIVA DE LOS DINTELES DE HORMIGÓN ARMADO.

3.1 DINTELES.¹

El dintel es la parte superior de puertas y ventanas, que descansa sobre las jambas, su función principal es de transmitir los esfuerzos debidos al peso de la pared superior hacia las jambas. El dintel puede estar construido de cualquier material que cumpla con las condiciones de resistencia y servicialidad; aparte de estas dos condiciones esenciales muchos diseñadores se preocupan además de la parte estética de la construcción, lo cual da un terminado agradable a la vista.

En nuestra ciudad el ladrillo (roca artificial) es un elemento de mucha aceptación en la construcción de viviendas, las mismas que tienen un colorido característico del ladrillo, que se utiliza como mampostería de relleno y muchas veces como mampostería resistente especialmente el ladrillo macizo.

Como elemento estructural el ladrillo ha estado presente en nuestro medio desde hace muchos años; como ejemplo de lo dicho citaremos el puente Bolívar, que está hecho de mampostería de ladrillo y mortero de cal, cuya estructura ha resistido el paso del tiempo y las arremetidas del Río Malacatos.

También podemos observar en la ciudad edificaciones antiguas hechas por una combinación de tapia y ladrillo, cuyos dinteles están cubiertos por un elemento estructural en arco, con ello aprovecha adecuadamente las propiedades del material. Trabajan solo a compresión.

¹ Tomado de Estabilidad de arcos de obra de fábrica por: Grenville Snelling

Con el advenimiento del hormigón armado se ha reemplazado en parte los dinteles en arco de ladrillo por vigas de hormigón armado, siendo estas últimas más económicas, de fácil construcción y estructuralmente más resistentes; sin embargo, pese a todas las ventajas, se pierde el contenido estético del acabado final de una vivienda. Por ello se plantea en la presente tesis una alternativa para poder utilizar los arcos de ladrillo en combinación con el hierro, lo que llamaremos DINTELES DE LADRILLO ARMADO, con el uso de éstos se asegura una resistencia y serviciabilidad y además se mantiene la parte estética, lo cual da un acabado agradable a la vista quedando la vivienda totalmente construida de ladrillo.

A continuación realizaremos una descripción detallada de la elaboración de los dinteles de ladrillo armado que usualmente se construyen en la ciudad.

3.1.1 DINTELES RECTOS.

Cuando queda un espacio vacío en un muro de mampostería es necesario disponer de algún sistema de aparejo para dicho hueco que soporte la obra que está sobre él. Los constructores aplican para esto, dos procedimientos: el primero consiste en emplear una viga, carrera o travesaño o dintel que se apoya sobre los dos lados o jambas del hueco. Los dinteles se construyen de varios materiales, como madera, piedra, hormigón armado, hierro fundido y acero, y sus secciones transversales son de formas variadas.

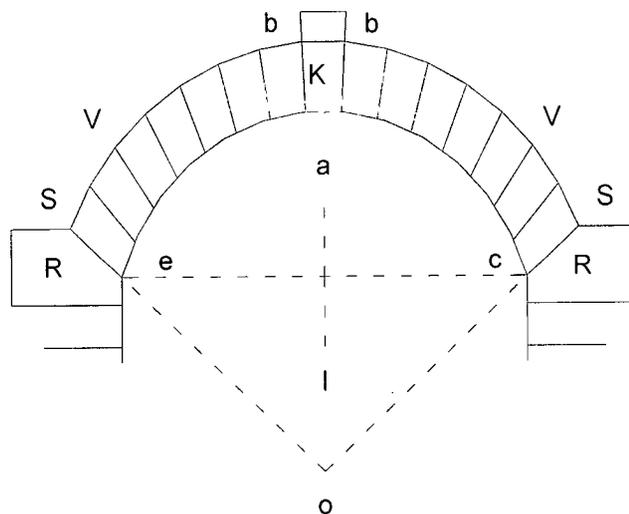
Se colocan en las partes superiores de los huecos y transfieren a los dos lados las cargas que actúan sobre ellos produciendo solo reacciones verticales en sus apoyos o jambas. Los principios de mecánica en que se fundan la construcción de un dintel son mucho más sencillos que los del arco, e históricamente considerando, el arco es muy posterior al dintel.

3.1.2 DINTELES CURVOS Y ABOVEDADOS.

Un arco es un conjunto de bloques de piedra u otros materiales colocados de manera especial, generalmente según una curva, que resisten la carga por equilibrio de empujes y contra empujes. Un arco ejerce sobre sus apoyos un empuje hacia el exterior y una presión vertical y el empuje hacia el exterior es el que requiere precauciones, cuando los estribos o las jambas, en que se apoya, no tiene amplias dimensiones y resistencia.

Definiciones.- Para poder estudiar los principios necesarios para la construcción de un arco, primero estudiaremos la terminología de las partes que lo componen. La distancia ec , (gráf 3.1) recibe el nombre de luz del arco y ai , el de flecha o altura; b , es la cumbre; el límite inferior, proyectado en la línea eac , es el intradós, y el límite superior o exterior del arco, el extradós; estos dos términos se aplican respectivamente a las superficies totales, interior y exterior del arco. Las superficies frontales visibles del arco se llaman caras y los bloques de que se compone el arco dovelas; la dovela central superior, se llama clave. Las dos dovelas inferiores SS reciben el nombre de arranques. En los arcos de segmento o rebajados, o sea, en aquellos en los que los intradós no es una semicircunferencia

completa, los arranques se apoyan sobre dos piedras tales como RR, llamadas almohadones, que están cortados convenientemente para que descansen aquellos; la recta que une los bordes inferiores de los arranques se llama línea de arranque; las dos partes laterales del arco se llaman costados y sus continuaciones verticales en el muro se llaman jambas o pies rectos; los rellenos de los espacios triangulares entre los costados y la horizontal trazada desde la cumbre, se llaman enjutas. Los bloques de mampostería u otros materiales que sirven de soporte común a dos arcos sucesivos, se llaman, pilares, y los extremos, que en el caso de puentes de piedra soportan también en uno de los parámetros del terraplén, se llaman estribos. Un pilar con resistencia para el empuje de uno de los arcos sucesivos en el caso de que otro caiga, se llama pilar – estribo. Los arcos soportan además de su peso, cargas permanentes o sobrecargas de obra de fábrica o tierra.



ESQUEMA DEL APAREJO DE UN ARCO CIRCULAR REBAJADO

gráfico # 3.1

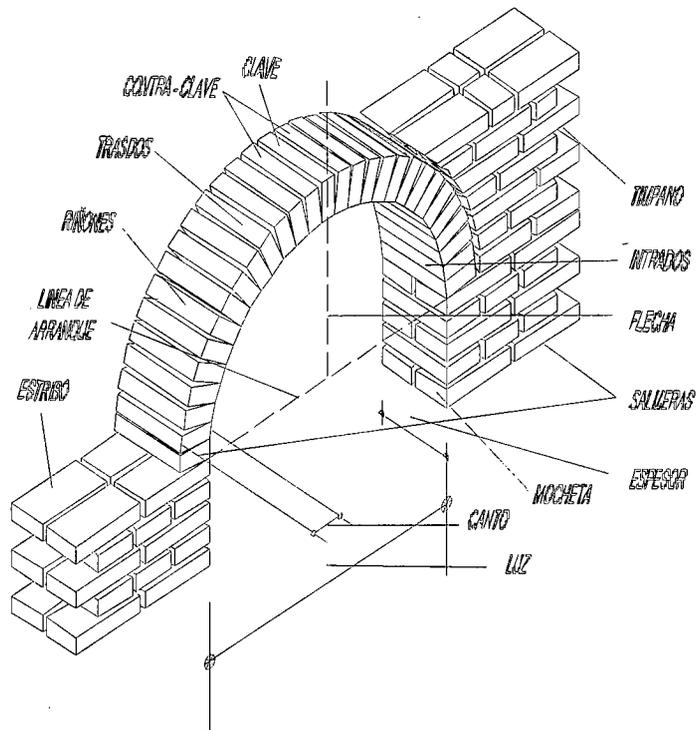


gráfico # 3.2

Forma de los arcos.- Está determinada por el estilo arquitectónico del edificio, por espacio disponible o por otra circunstancia independiente de las técnicas. El problema que se presenta no es el de proyectar la forma y dimensiones de un arco económico y que llene los requisitos de resistencia, si no más bien determinar si un arco de forma y dimensiones dadas será estable y seguro para la carga que haya de soportar. Los arcos semicirculares o de medio punto y los de segmentos, con variedades de rebajados y peraltados, son los mejores desde el punto de vista de su estabilidad, y los más fáciles de construir. Los arcos elípticos y de tres centros no son tan resistentes como los circulares y solo deben emplearse donde se les pueda dar la resistencia necesaria.

Resistencia de un arco.- Este factor depende, en gran parte, de la calidad de los materiales y del esmero con que se haga su construcción. Se debe poner especial cuidado, en los arcos de piedra, en el corte y colocación exactos de las dovelas, haciendo las juntas de sus lechos de cantera delgadas y ajustadas, para que el arco sufra los menores esfuerzos posibles cuando se asiente. Teniendo esto en cuenta, los arcos se construyen, a veces, en seco, echando después mortero líquido en las juntas, pero las ventajas de este procedimiento son muy problemáticas.

Arcos de ladrillo.- Se puede construir un arco con ladrillos en forma de cuña (graf 3.3), que se les puede dar en la fabricación o en la obra, raspándolos hasta que se adapten al radio del intradós, y también se puede hacer dicha construcción con ladrillos de forma corriente. El primer procedimiento es el mejor indudablemente, porque la unión de los ladrillos es más perfecta, pero lleva consigo un gasto considerable para dar a aquellos la forma conveniente, y por eso se emplea éste procedimiento muy pocas veces. Cuando se emplean ladrillos de forma corriente para construir un arco, se los coloca haciendo las juntas más delgadas en los intradós con el objeto de conseguir la curvatura, y si esta es muy pronunciada, acuñando las juntas con trozos o ripios de pizarra por el lado del extradós. Se siguen varios procedimientos para el aparejo.

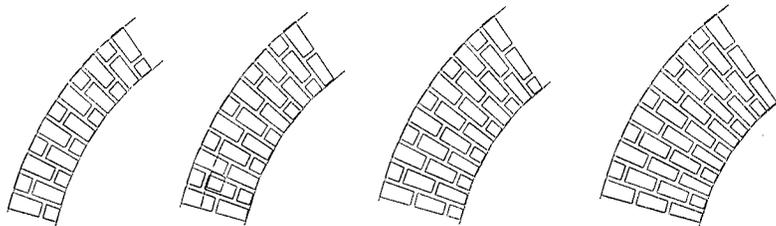


grafico # 3.3

Principios mecánicos del arco.- Lo primero que hay que hacer para proyectar un arco es elegir la forma, lo que no es difícil porque la variedad es muy restringida. Si los estribos son de grandes dimensiones, el arco rebajado es el más resistente, pero cuando hay que limitar las dimensiones de los estribos, habrá que emplear un arco de medio punto (semicircular) o peraltado.

Altura de la clave.- Una vez elegida la forma del arco, hay que fijar el espesor o altura del cuerpo o anillo del arco. Ésta altura se determina generalmente calculando la altura de la clave que se precisa y haciendo la del otro cuerpo igual a ella o ligeramente mayor. Al estudiar la resistencia de un arco, se suele tomar como altura de la clave solamente la distancia entre los intradós y el extradós del arco y si la clave sobresale del anillo del arco, se considera la parte saliente como una parte de la carga sobre el arco. Se han dado muchas reglas para determinar la

altura de la clave, pero todas son empíricas y tan distintas que resulta difícil recomendar ninguna.

Fórmula de Rankine para la altura de la clave.- La fórmula del profesor Rankine se emplea a menudo y da resultados que, probablemente, bastan para la mayoría de los arcos. Se aplica a arcos circulares y elípticos, y es como sigue: tómese la medida proporcional o geométrica entre el radio inferior en la cumbre y 0.0366 m. Para un arco aislado o 0.0518 m. Para un arco que forme parte de una serie, o sea:

Altura en metros de la clave arco aislado = $\sqrt{0.0366 \times \text{radio inferior en la cumbre}}$

Altura en metros de la clave para un arco de una serie = $\sqrt{0.0518 \times \text{radio inferior en la cumbre}}$

Las dimensiones que da esta fórmula parecen estar de acuerdo con las que generalmente se usan en la práctica para arcos de cierta clase. Sin embargo, la fórmula da la misma luz, siempre que el radio sea el mismo y, por esta razón, no parece muy satisfactoria.

Fórmula de Trautwine para la altura de la clave.- Trautwine dedujo, del cálculo de un gran número de arcos, una fórmula para la altura de la clave que parece más de acuerdo con la teoría que la de Rankine y se aplica a la piedra labrada, la fórmula es:

$$\text{Altura de la clave} = \frac{\sqrt{\text{radio} + \text{semiluz}}}{7.24} + 0.061m$$

Para obras de segunda categoría, se debe aumentar el resultado en una octava parte, y en un tercio para fábrica de ladrillo o mampostería ordinaria.

3.2 DINTELES DE LADRILLO ARMADO.

Estos dinteles se construyen con ladrillo macizo o ladrillo con huecos transversales o longitudinales. Con estos dinteles se puede salvar diferentes luces.

Cuando las luces son pequeñas se utiliza el ladrillo macizo siguiendo la trabazón de la mampostería, con montajes y acoplamientos del mismo modo que una pared normal.

Para construir este dintel (gráf 3.3) previamente se realiza un encofrado sustentado por puntales (el número de puntales depende de la luz que se vaya a salvar), cuando la luz no excede de un metro se coloca sobre este soporte dos hierros de 12 mm de diámetro, cuidando que los mismos sobrepasen el vano 30 cm. a cada lado; sobre estos se vierte una capa de mortero de manera que los hierros queden embebidos, luego se procede a colocar una hilada de ladrillo a soga, se continua de esta manera hasta terminar la obra de fábrica situada por encima de la abertura.

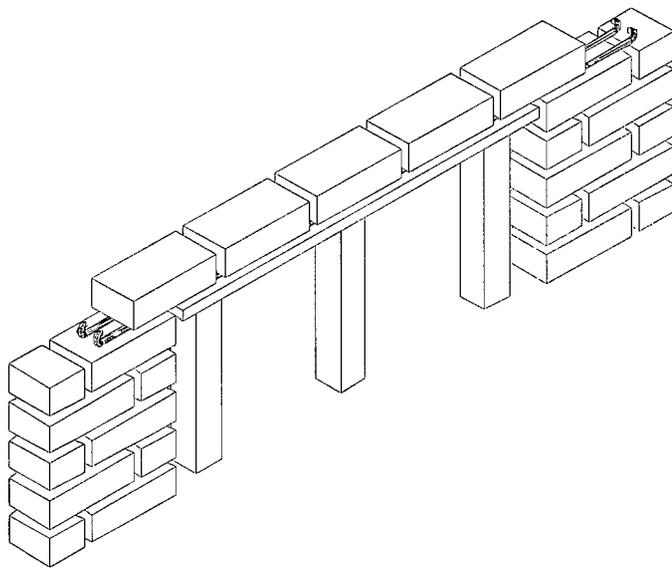
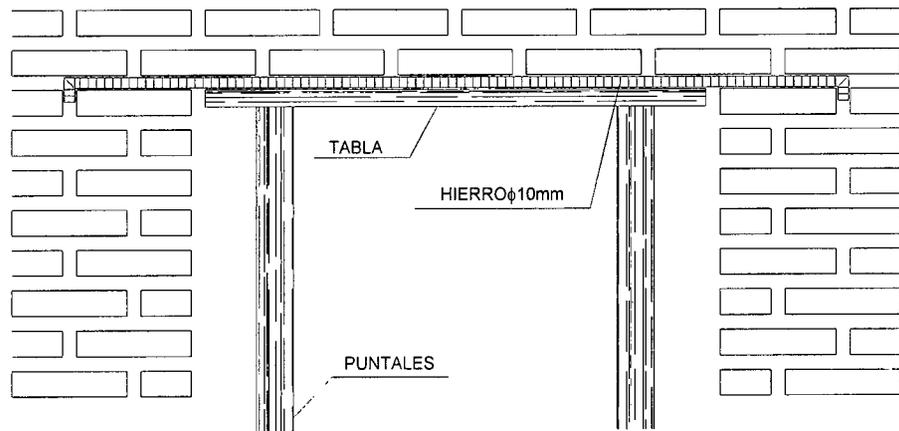


Gráfico # 3.3

Para salvar mayores luces se utiliza el ladrillo hueco horizontal (gráf 3.4). Para la construcción de este tipo de dintel se utiliza un encofrado similar al del caso anterior, sobre éste se coloca el número de ladrillos necesarios para salvar la luz

del vano. Como esta clase de ladrillos se coloca a soga, el procedimiento a seguir es: Se coloca el primer ladrillo, dentro del cual se pasan los cuatro hierros de 12 mm. de diámetro los cuales se amarran con estribos a los dos extremos del ladrillo, estos ladrillos deben descansar sobre las jambas. Los ladrillos siguientes se van introduciendo en los hierros, realizando un amarre con estribos al final de cada ladrillo, resultando un proceso bastante laborioso. El último ladrillo que salve el vano deba descansar también sobre la jamba, el mortero se va vertiendo sobre las jambas verticales a medida que se coloca el ladrillo de modo que los estribos queden embebidos. Se continúa la obra de fábrica sobre el dintel siguiendo la trabazón de la pared.

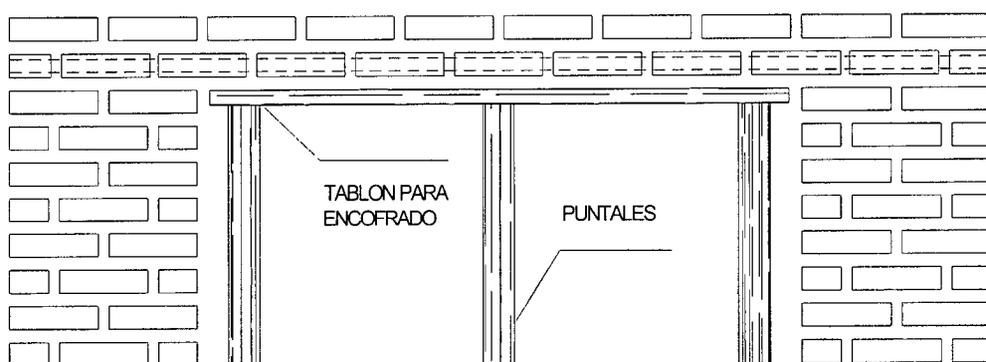


gráfico # 3.3 a

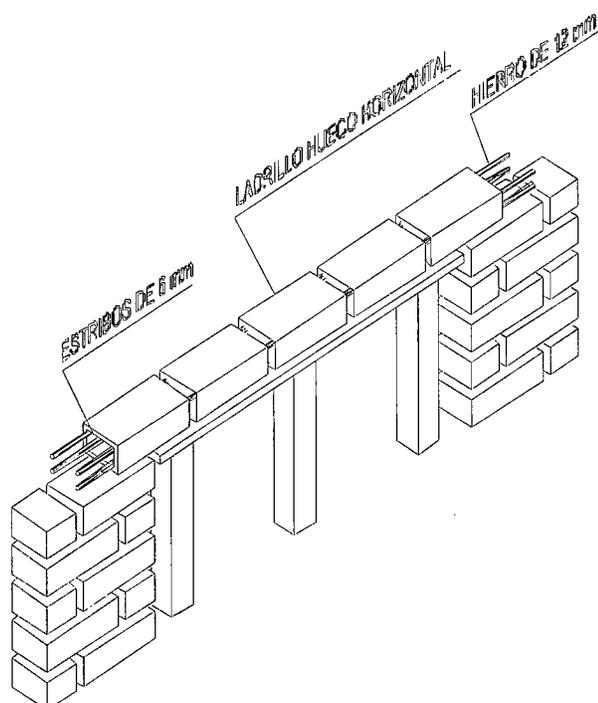


gráfico # 3.4

Otro procedimiento bastante usado para salvar la luz de los dinteles, no solamente por su comportamiento estructural sino también por su riqueza formal, es colocando los ladrillos de hueco vertical a sardinel (gráf 3.5). Al igual que los procedimientos anteriores se construye un soporte sobre el cual se coloca los ladrillos, la manera de realizar es similar al anterior, colocando los cuatro hierros introduciendo los ladrillos uno por uno, los estribos pueden ir cada ladrillo o cada dos ladrillos según el vano que se vaya a salvar. Este tipo de dintel se puede realizar fuera de la obra para luego montarlo.

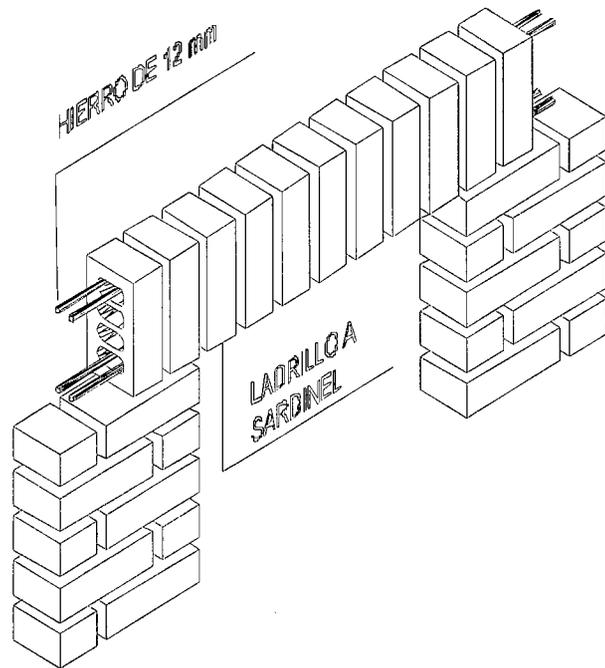


Gráfico # 3.5

3.3 FORMA CONSTRUCTIVA DE LOS DINTELES A ESTUDIARSE.

Los dinteles anteriormente descritos son los que usualmente se construyen, con algunas variaciones, dependiendo de la imaginación del constructor.

Siendo estos elementos estructurales contruidos con tres materiales diferentes pero el mismo tiempo compatibles como son: el hierro el mortero y el ladrillo, no se sabe como se comportan y cual es su capacidad resistente. Constituyendo estos dos aspectos el objeto de la presente investigación. Para ello se ha propuesto la elaboración de especímenes en escala natural y además que se usen en la construcción de nuestro medio.

Se ha observado que la luz de los dinteles varía entre uno y dos metros, por lo cual se ha propuesto una luz de dos metros para los especímenes del estudio, siendo ésta la luz que mayor dificultad estructural podría presentar.

Previo a su elaboración, del dintel, se ha realizado un estudio de los elementos constitutivos en cuanto a su mayor homogeneidad, encontrándose que el ladrillo es el que mayor dificultad presenta desde el punto de vista de sus propiedades mecánicas.

Se ha encontrado que en nuestro medio existen dos tipos de ladrillos, de acuerdo a su forma de elaboración: el ladrillo artesanal y el ladrillo industrial.

El artesanal es por lo general un ladrillo macizo elaborado manualmente en todas sus etapas, lo cual trae como consecuencia que las propiedades mecánicas (resistencia a compresión), dentro de un mismo lote, sean muy variables, haciendo imposible predecir sus propiedades mecánicas a partir de un muestreo. Esta variación se debe esencialmente a la forma de cocido, lo que no hace posible un quemado homogéneo.

El ladrillo industrial es elaborado mecánicamente en todas sus etapas, obteniéndose homogeneidad aceptable en el producto terminado, lo que permite además predecir sus propiedades mecánicas a partir de un muestreo aleatorio. El ladrillo industrial es muy usado en las construcciones como ladrillo visto y por ende en la construcción de los dinteles armados.

Para la elaboración de los modelos en la presente investigación usaremos el ladrillo de la fábrica ARCIMEGO (San Pedro de la Vendita Loja), tipo cara cuatro huecos gigante.

A continuación se realiza una descripción detallada de la forma constructiva de los especímenes.

ELEMENTOS CONSTITUTIVOS.

Ladrillo, mortero y refuerzo.

Ladrillo.- Se utilizaron ladrillos industriales ARCIMEGO, tipo cuatro caras vista gigante, de dimensiones 30 x 10 x 8,5 cm.

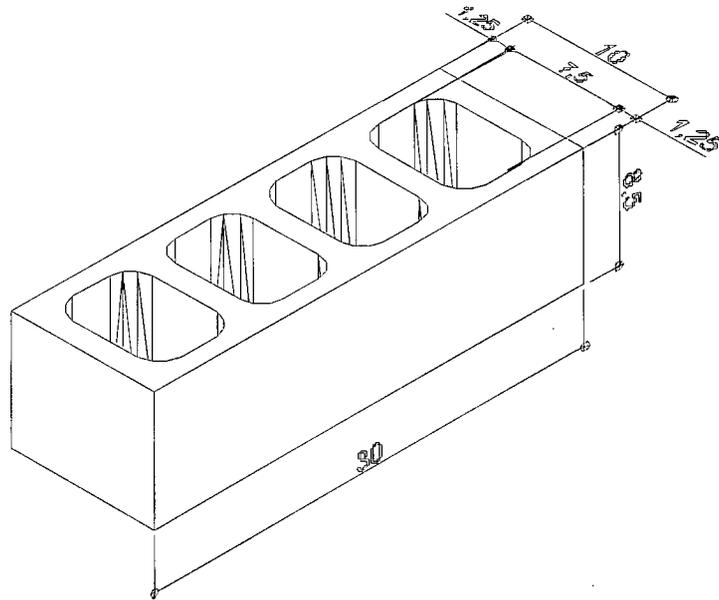


gráfico # 3.6

Mortero:

Aglomerante (C): Cemento Rocafuerte

Arena (S) : Pasada el tamiz # 4, procedencia sector el Boquerón.

Agua (W): Limpia.

El mortero se ha realizado con la siguiente relación volumétrica:

1 : 3 : W

W es la cantidad de agua que se ha determinado por tanteo hasta obtener una fluidez de $110 \pm 5 \%$.

Refuerzo:

Se ha utilizado acero corrugado de resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, que es el que se usa normalmente en la construcción de viviendas.

3.4 ELABORACIÓN DE LOS MODELOS.

Los especímenes se han elaborado en laboratorio de Resistencia de materiales de la Facultad de Ingeniería Civil. Se planteó realizar cuatro modelos distintos, con diferentes posiciones del hierro y diferentes formas de relleno de los huecos de los ladrillos, y tres ejemplares de cada tipo, de una longitud de dos metros.

3.5 DINTEL TIPO A.

Sobre las mesas de hormigón del laboratorio de suelos se colocó una tabla de tres metros de longitud por 20 cm de ancho, verificándose que se encuentre nivelada; con la ayuda de clavos y piola se alineó el lugar que ocupará el dintel, marcando la posición de cada ladrillo en la tabla, dejando juntas de aproximadamente 1 a 1,5 cm. Mientras tanto los ladrillos que se iban a ocupar se colocaron en un recipiente con agua con el fin de que se humedezcan y se adhieran mejor al mortero. El refuerzo que consiste en dos varillas de hierro de 10 mm. de diámetro y dos metros de longitud estaban alineadas y listas para su colocación. El mortero se preparó según las especificaciones de diseño y estaba listo para su uso; se colocó el primer ladrillo, asegurándose que se encuentre perfectamente alineado, encuadrado y nivelado, en el hueco inferior del ladrillo se colocó el refuerzo, luego se relleno con mortero de manera que el refuerzo quede embebido, también se rellenaron los demás huecos, de la misma manera se

colocaron los demás ladrillos, uno por uno hasta completar los dos metros de longitud, entrando un total de 19 ladrillos.

Siguiendo el mismo procedimiento se realizaron dos dinteles más.

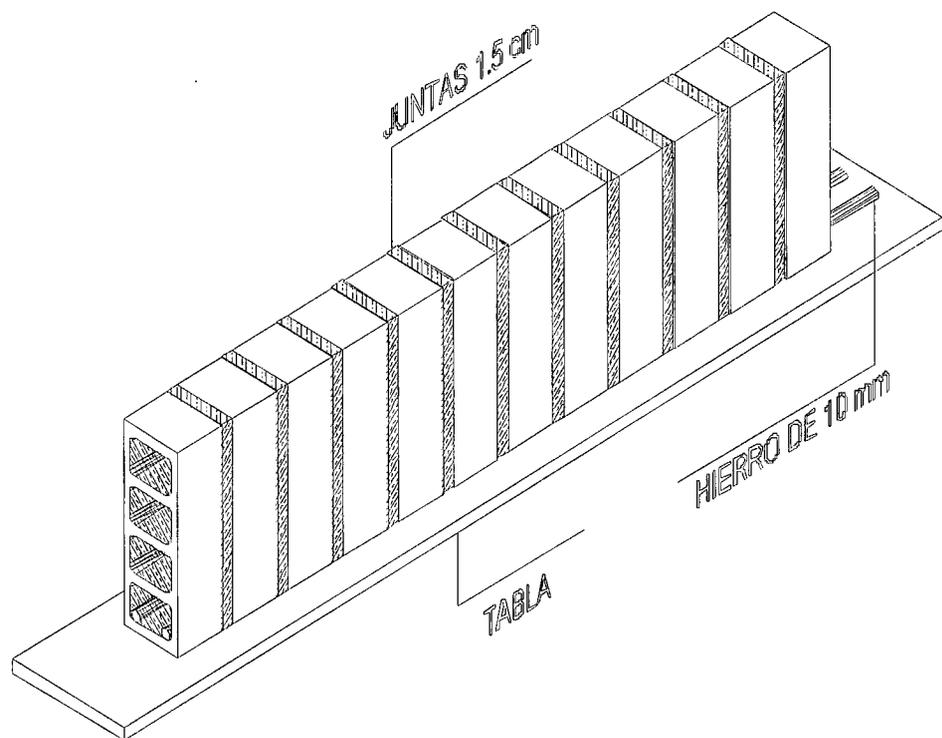


gráfico # 3.7

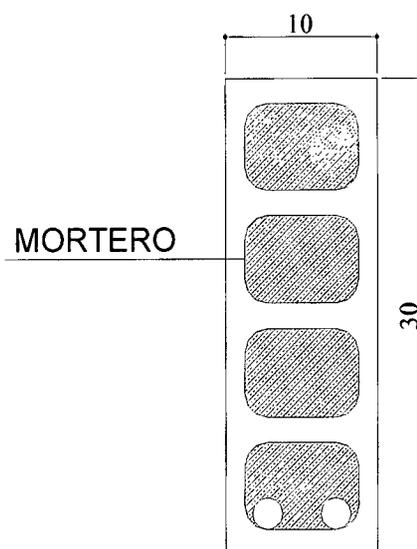


gráfico # 3.7 a

3.6 DINTEL TIPO B

El proceso constructivo es similar al tipo A diferenciándose de este en que los ladrillos humedecidos previamente se rellenaron con papeles los tres huecos, dejando uno sin rellenar, el inferior, que es por donde se introducirán los aceros de refuerzo.

Se colocó el primer ladrillo con el hueco sin rellenar en la parte inferior, donde se ubicó el refuerzo, rellenando con mortero de modo que el mismo quede embebido en este. De modo que se puso cada ladrillo hasta completar la luz de dos metros, con juntas de aproximadamente 1 a 1,5 cm, entrando un total de 19 ladrillos, luego se procedió a rellenar las juntas con mortero.

Se realizaron un total de tres dinteles de este tipo, siguiendo el mismo proceso descrito.

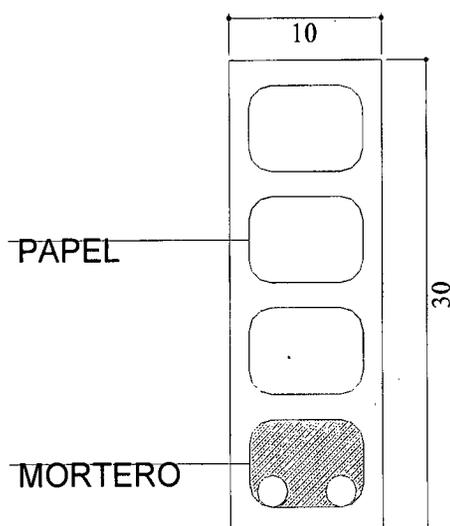
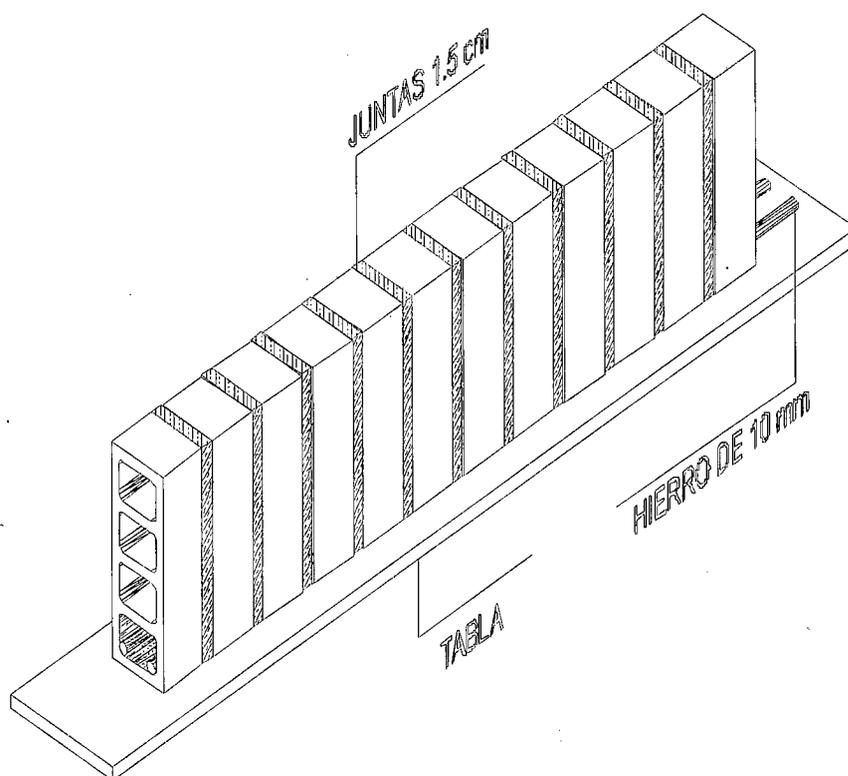


gráfico # 3.8

3.7 DINTEL TIPO C.

Para la elaboración de este dintel se procedió de la misma manera que los anteriores, con la diferencia que a la tabla se le colocó una película de aceite, para evitar que se adhiriera a la tabla, luego se colocó una capa de mortero de 2,5 cm. de espesor por 12 cm de ancho, siguiendo la alineación de la piola, sobre la capa de mortero se colocaron dos varillas de refuerzo de 10 mm. de diámetro y dos metros de longitud, separadas entre si 8 cm. y embebidas en el mortero hasta que ocupen la posición media de la capa de 2,5 cm., colocada la capa de mortero y el refuerzo se procedió a la colocación del ladrillo, el mismo previamente humedecido, se relleno todos los huecos con papel; luego se los ubicó sobre la capa de mortero cuidando que queden bien alineados y nivelados en la posición marcada, dejando las juntas libres para luego rellenarlas con mortero. Una vez rellenas las juntas, en la parte inferior, se corto el mortero que tenia 12 cm de ancho para dejarlo del mismo ancho que el ladrillo.

Siguiendo el mismo proceso se elaboro dos especimenes más del mismo modelo.

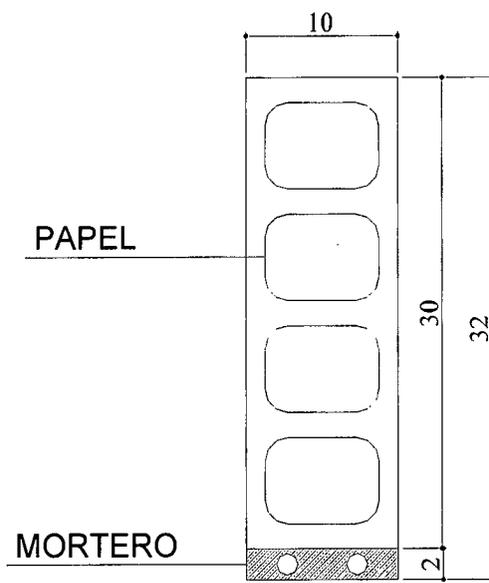
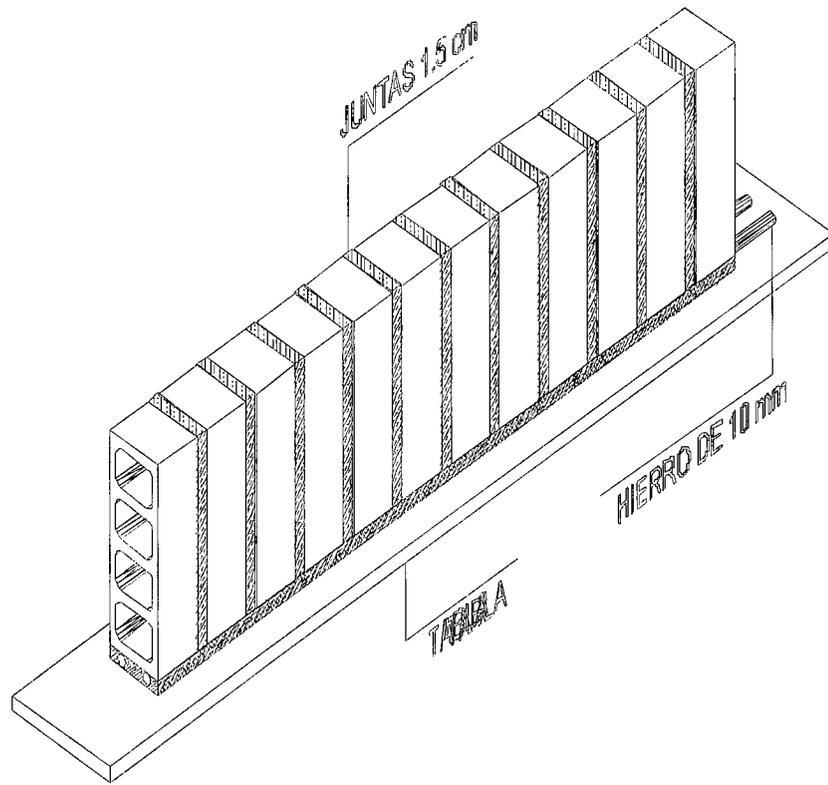


grafico # 3.9

3.7 DINTEL TIPO D.

La elaboración de este dintel es más laboriosa debido a que tiene doble armadura y estribos cada dos ladrillos. Primero se realizó el armado del refuerzo, colocando los hierros de 10 mm de diámetro en la parte inferior y los hierros de 8 mm de diámetro en la parte superior, se procedió al amarre de los estribos y los hierros longitudinales, utilizando alambre de amarre que se utiliza en las construcciones, ubicando al estribo de modo que coincida con la junta, cada dos ladrillos.

Terminado el armado del refuerzo se procedió de forma similar al dintel tipo C. Se procedió a ir ubicando los ladrillos, cada uno en su sitio señalado, debidamente alineados y nivelados, de modo que el estribo coincida con la junta, cada dos ladrillos. Se procedió a rellenar las juntas con el mortero. Los hierros de 8 mm que están en la parte superior del dintel, sobre los ladrillos, se los cubrió con una capa de mortero de 2 cm aproximadamente, una vez terminado de construir el dintel se recortó el mortero de la base, dejando el ancho igual al del ladrillo.

De igual manera se realizaron dos dinteles más, que corresponden a este modelo.

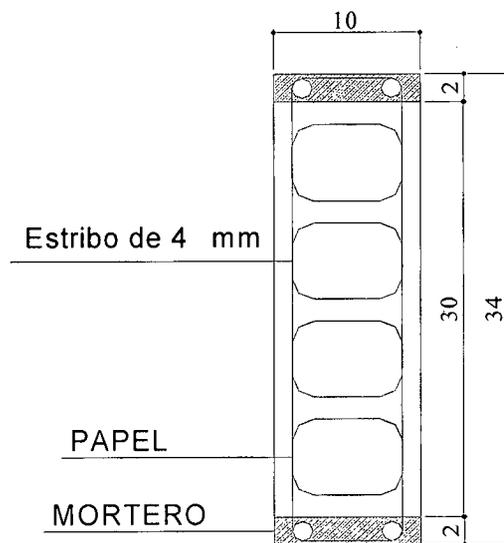
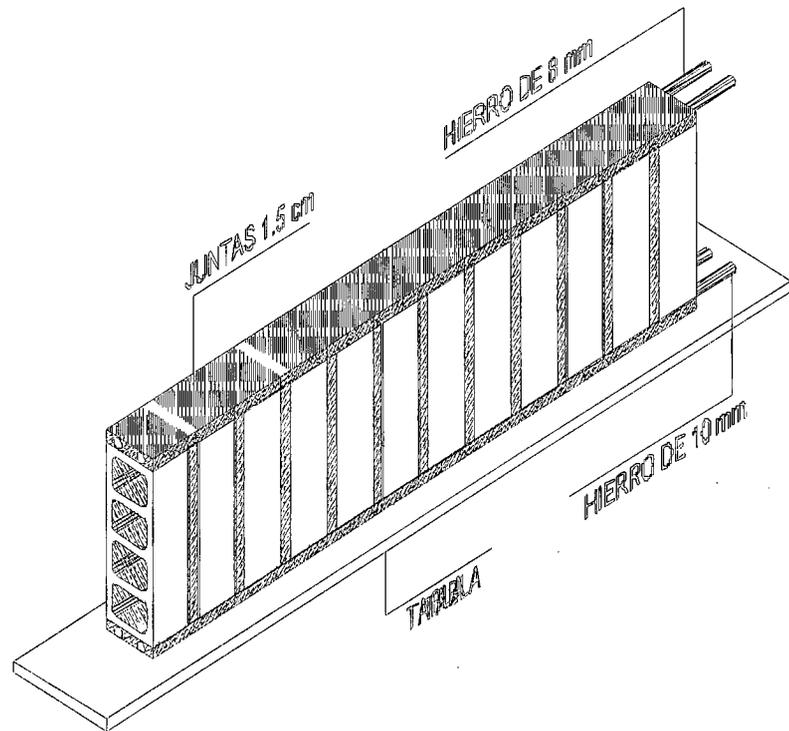
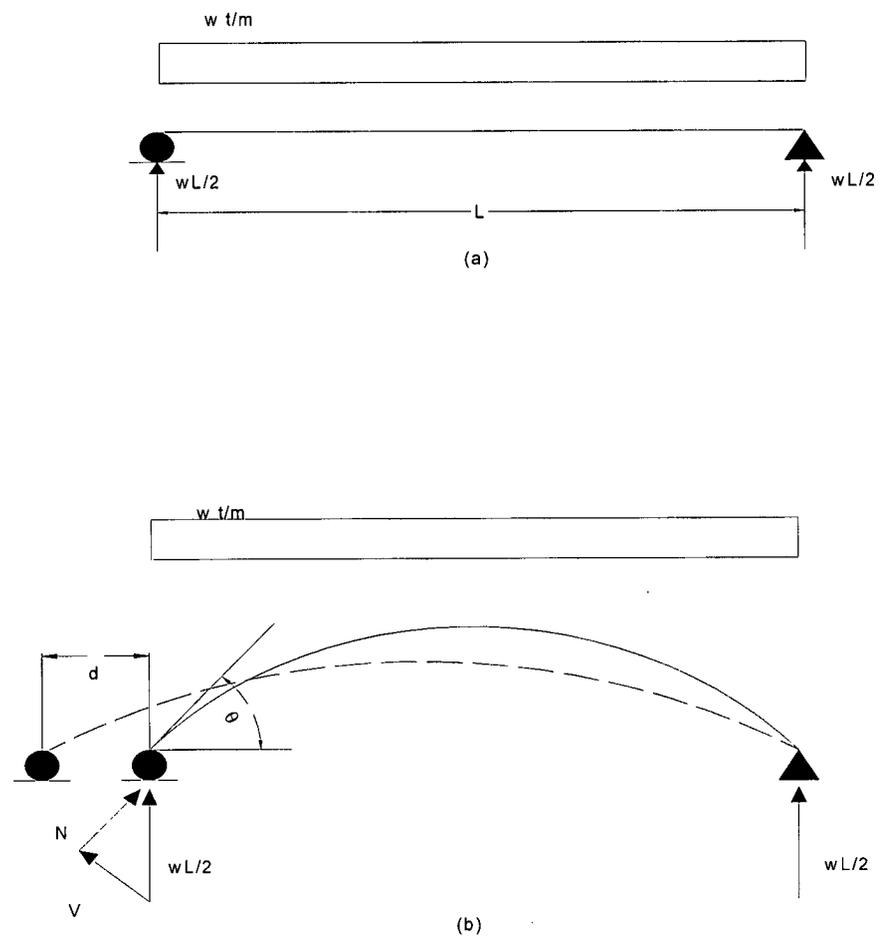


gráfico # 3.10

3.8 DINTEL TIPO E

En la actualidad los arcos en las construcciones modernas son de tres tipos: arcos empotrados, que son los que están unidos rígidamente a sus estribos; arcos biarticulados que se caracterizan por estar sustentados en cada uno de sus extremos por una rótula que descansa en su apoyo correspondiente; y arcos triarticulados, que se diferencian de los anteriores por estar provistos de una tercera rótula en la clave. La mayoría de las veces los arcos de hormigón armado son de los dos primeros tipos.



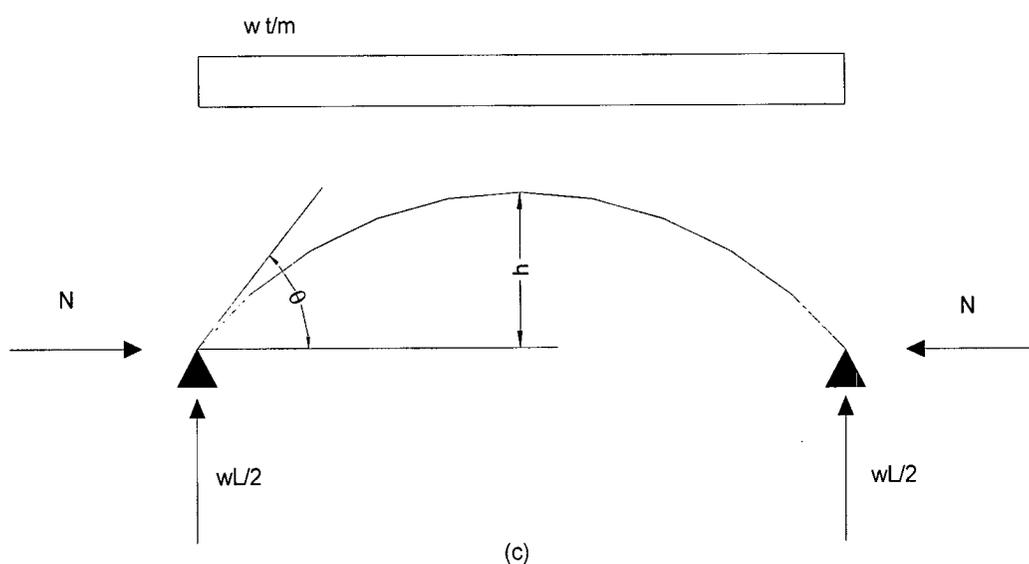


gráfico # 3.11

El comportamiento estructural y la ventaja de los arcos se pone de manifiesto fácilmente estudiando un arco biarticulado. En el gráfico 3.11a se representa una viga simplemente apoyada, cargada uniformemente en la que $M_{\max} = wL^2/8$, $V_{\max} = WL/2$ y en la que el esfuerzo axial $N = 0$. Si la viga es de forma curva como sucede den el gráfico 3.11b el valor de M_{\max} coincidirá con el del caso anterior, sin embargo el esfuerzo cortante en el apoyo se reducirá al valor $V_{\max} = (wL/2) \cos \theta$, y además aparecerá ahora un esfuerzo axial en la pieza cuyo valor en los apoyos será $N = (wL/2) \sin \theta$, al actuar la carga esta viga curva tenderá a enderezarse, a causa de la flexión, resultando extendidas sus fibras inferiores y comprimidas sus fibras superiores. Este efecto da lugar a que aumente la luz de la pieza, según se indica en el gráfico 3.11b. Para conservar la luz primitiva, la cual se mantendrá invariable en un arco biarticulado cuyos apoyos fueran inmóviles, habrá que aplicar una reacción horizontal H.

Se comprueba que, en comparación con la viga simplemente apoyada el momento flector y esfuerzo cortante máximos correspondientes al arco han disminuido apreciablemente. Por otra parte, en el arco aparece un esfuerzo axial de compresión N que ni existía en la viga.

3.9 CURADO.

En hormigones y morteros mediante el curado se persigue evitar al máximo que el agua contenida en la mezcla se evapore; porque ésta agua es necesaria para favorecer la correcta hidratación del cemento de modo que tenga un buen fraguado.

Para nuestros modelos, realizamos el curado de la siguiente manera:

El curado el primer día se lo realizó humedeciendo papel y cubriendo los dinteles con ellos, con el fin de evitar la evaporación, hasta poder curarlos mediante riego, que no se pudo realizar el primer día para evitar escurrimientos en el mortero.

Al siguiente día se procedió al curado mediante riego, por la mañana y por la tarde, procurando mojar todo el mortero que estaba descubierto.

De acuerdo a las normas del ACI el concreto debe mantenerse a una temperatura arriba de los 10°C , y en condiciones de humedad por lo menos los 7 primeros días después de colocado. Por este motivo los 7 primeros días realizábamos el

curado de mañana y por la tarde, luego hasta los 15 días lo realizábamos solamente por la mañana.

El curado es de mucha importancia, más aun en este tipo de obras. Por cuanto a demás que se persigue evitar la evaporación, mediante el curado tratamos de contrarrestar el agua que absorbe el ladrillo, que por el elemento que está constituido tiene propiedades muy absorbentes.

CAPÍTULO IV



4. CREACIÓN DE MODELOS TEÓRICOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN Y CORTE DE LOS DINTELES DE HORMIGÓN ARMADO.

En este capítulo trataremos de buscar un modelo teórico para de algún modo predecir el comportamiento de los dinteles de ladrillo armado elaborados como se indicó anteriormente.

De la investigación bibliográfica que se realizó, no se ha podido obtener información que nos permita analizar este tipo de elementos basados en normas o reglamentos establecidos. Sin embargo existen estudios realizados en muros de mampostería resistente e incluso normalizado y con recomendaciones técnicas para su diseño; como lo da el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), en su folleto Diseño y construcción de estructuras de mampostería. También existen diseños de mampostería resistente realizados por M.J.N. Prestley, Masonry en E. Rosembleuth (edición). Design of Earthquake Resistant Structures .

Dentro de las recomendaciones técnicas de diseño para muros de mampostería sometidos a carga axial o a flexo compresión, se recomienda tratar a estos elementos como si su comportamiento fuera semejante a la de elementos de hormigón armado. Si bien es cierto que no se ha encontrado una teoría de

análisis para dinteles o vigas de ladrillo armado, nosotros supondremos que estos elementos se comportan como elementos de hormigón armado, usando las recomendaciones de las propiedades mecánicas dadas para mampostería.

A continuación realizaremos una breve síntesis de las recomendaciones técnicas dadas para mampostería que nos pueden servir para nuestro propósito. Luego haremos un análisis del comportamiento de elementos de hormigón armado frente a las fuerzas de flexión y de cortante. Para finalmente realizar un análisis de los elementos de ladrillo armado elaborado por nosotros, con las suposiciones mencionadas. Finalmente comprobaremos mediante el ensayo de los especímenes las suposiciones planteadas.

4.1 RECOMENDACIONES TÉCNICAS DADAS PARA EL DISEÑO DE MAMPOSTERÍA.

Esta información la obtendremos de folleto # 403 de la UNAM “Diseño y construcción de estructuras de mampostería”, trataremos de tomar las recomendaciones de mampostería que podríamos adaptar a los especímenes elaborados por nosotros, enfocando a realizar su análisis.

En paredes de mampostería reforzada. Para la capacidad ante carga vertical excéntrica, se considerará el efecto del refuerzo interior, si este tiene una separación máxima no mayor que seis veces el espesor del muro. El cálculo se realizará con el criterio de resistencia a flexo compresión que se especifica para concreto reforzado y con base a las hipótesis siguientes:

- La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal es plana.
- Los esfuerzos de tensión, son resistidos únicamente por el refuerzo
- Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el concreto o mortero que lo rodea.
- La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, una deformación unitaria máxima a compresión igual a 0,003 mm.
- A menos que ensayos en pilas permita obtener mejor determinación de la curva esfuerzo deformación de la mampostería ésta se supondrá lineal hasta la falla.

RESISTENCIA A FLEJO COMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO.

La resistencia a flexión y a flexo compresión en el plano del muro, se calculará, para muros sin refuerzo según la teoría de resistencia de materiales, suponiendo una distribución lineal de los esfuerzos en la mampostería. Se considerará que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a f^*m .

La capacidad a flexión o flexo compresión en el plano de un muro con refuerzo interior o exterior se diseñará con un método de diseño basado en las hipótesis estipuladas anteriormente.

4.2 COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SOMETIDOS A ESFUERZOS DE FLEXIÓN Y CORTANTE.

4.2.1 EFECTOS DEL MOMENTO FLEXIONANTE.

4.2.1.1 COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA DE ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO SUJETOS AFLEXIÓN SIMPLE.

Se han realizado un gran número de ensayos en flexión utilizando vigas simplemente apoyadas, sometidas a dos cargas concentradas y colocadas de modo simétrico, en las que existe una zona sujeta sólo al momento de flexión (gráf 4.1).

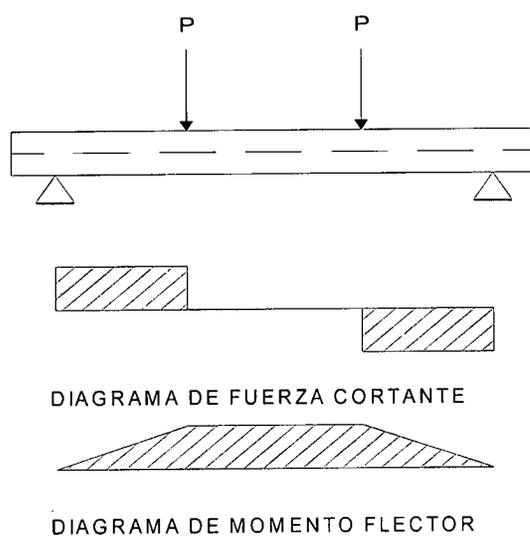


grafico # 4.1

En el gráfico 4.2 se muestra una gráfica carga – deflexión de un elemento con un porcentaje de acero usual en la práctica. Al empezar a cargar, el comportamiento de la pieza es esencialmente elástico y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior. Cuando la tensión en la fibra más esforzada, de alguna sección, excede la resistencia del concreto a la tensión, empiezan a aparecer grietas. A medida que se incrementa la carga, estas grietas aumentan en número, en longitud y en abertura. Se puede observar muy claramente la zona de la pieza sujeta a tensión, en la que se presentan las grietas, y la zona sujeta a compresión.

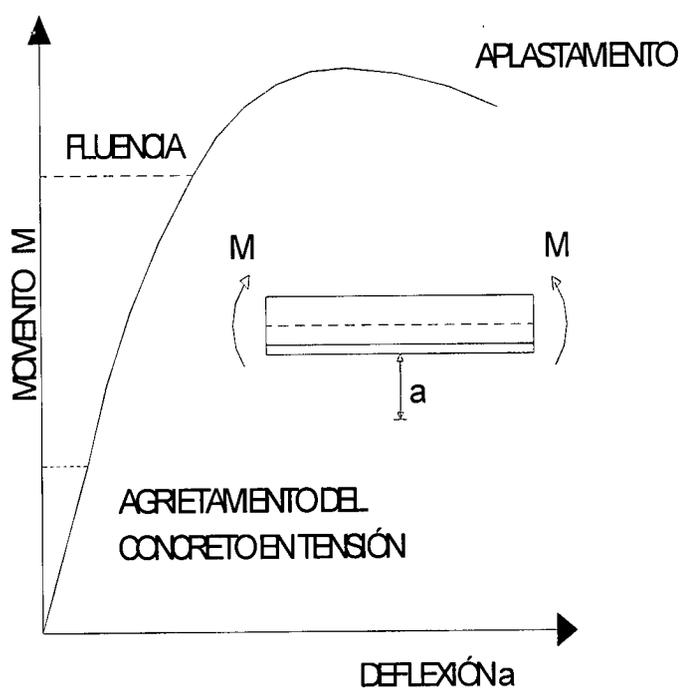


GRÁFICO CARGA- DEFLEXIÓN DE UN
ELEMENTO CON PORCENTAJES USUALES
DE ACERO DE TENSIÓN

gráfico # 4.2

A partir de la aparición de las primeras grietas, el comportamiento del espécimen ya no es elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas. En las regiones agrietadas, el acero toma prácticamente toda la tensión. En esta etapa, el esfuerzo en el acero aumenta hasta que alcanza su valor de fluencia. Desde el momento en que el acero empieza a fluir la deflexión crece en forma considerable, sin que apenas aumente la carga. Esto es, la resistencia del elemento es ligeramente mayor que la carga que produce la fluencia del acero.

Los primeros síntomas de la fluencia del acero son un incremento notable en la abertura y longitud de las grietas y un quiebre marcado en la curva carga – deflexión. A medida que aumenta la longitud de las grietas, la zona de compresión se va reduciendo, hasta que el concreto, en esta zona, es incapaz de tomar la compresión y se aplasta. El primer indicio del aplastamiento es el desprendimiento de escamas en la zona de compresión. Cuando esto ocurre, la carga disminuye con mayor o menor rapidez, dependiendo de la rigidez del sistema de aplicación de la carga, hasta que se produce el colapso final.

Según la cantidad de acero longitudinal con que está reforzada la pieza, ésta puede fluir o no antes de que alcance la carga máxima. Cuando al acero fluye, el comportamiento del miembro es dúctil; es decir, se producen deflexiones considerables antes del colapso final, como se muestra en el gráfico 4.2. En este caso se dice que el elemento es subreforzado. Por otra parte, si la cantidad de acero longitudinal de tensión es grande, éste no fluye antes del aplastamiento y se dice entonces que el elemento es sobre reforzado. Puede suceder que el elemento

alcance su resistencia precisamente cuando el acero empieza a fluir. En este caso, se dice que el elemento es balanceado.

Los términos sobre reforzado y subreforzado, aplicados al caso de elementos con acero sin un límite de fluencia bien marcado, no tiene más sentido que indicar el grado de ductilidad. En este caso la condición balanceada no esta claramente definida.

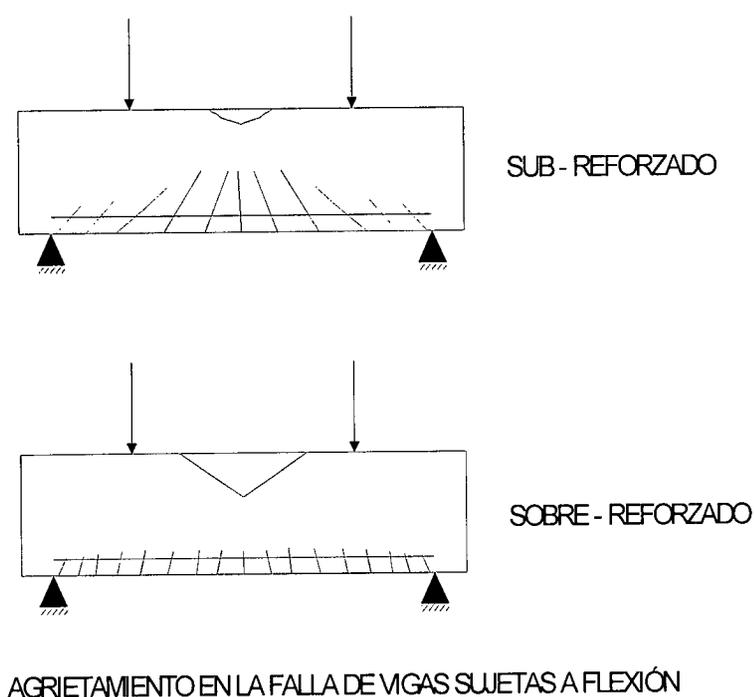


gráfico # 4.3

4.2.1.2 SUPOSICIONES BÁSICAS DE LA TEORÍA DE LA RESISTENCIA A FLEXIÓN.

1. Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas después de ella.
2. Se conoce la curva esfuerzo – deformación para el acero.
3. Se puede despreciar la resistencia a tensión del concreto.
4. Se conoce la curva esfuerzo – deformación para el concreto que define la magnitud y distribución del esfuerzo a compresión.
5. No existe corrimientos relativos de consideración entre el acero y el concreto que lo rodea.

La primera suposición, que es el principio de Bernoulli, implica que la deformación longitudinal en el concreto y el acero, en los distintos puntos, a través de una sección es proporcional a la distancia al eje neutro. Numerosas pruebas en miembros de concreto reforzado han demostrado que esta suposición es bastante correcta en todas las etapas de la carga, hasta alcanzar la falla a flexión, siempre que exista buena adherencia entre el concreto y el acero. La suposición no es válida para vigas de gran peralte o en regiones de cortante elevado.

La segunda suposición significa que están bien definidas las propiedades esfuerzo – deformación del acero. Normalmente se supone una curva bilineal esfuerzo – deformación (gráf 4.4), en consecuencia, se desprecia el endurecimiento por deformación. En las especificaciones para el acero no se estipula el punto en que

comienza el endurecimiento por deformación, por lo que es difícil incluirlo. Normalmente sería insensato confiar en cualquier aumento en la resistencia debida al endurecimiento por deformación debido a que ésto estaría asociado con deformaciones muy grandes en los miembros.

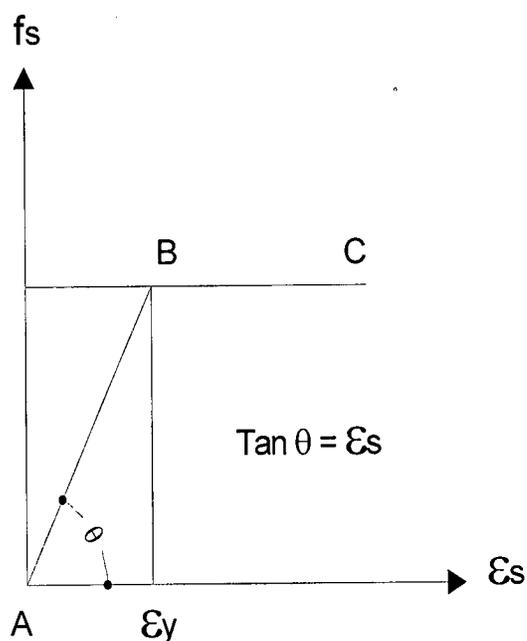
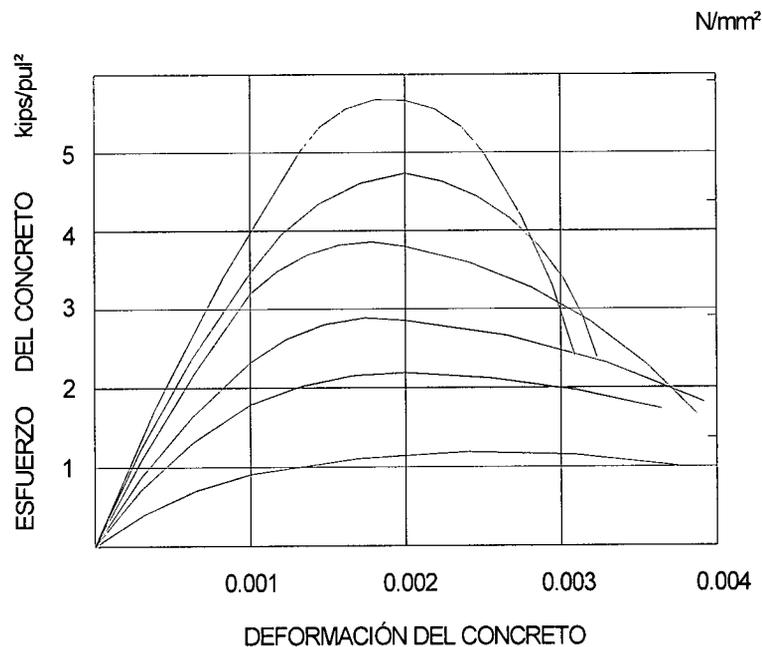


gráfico # 4.4

La tercera suposición es casi exacta. Cualquier esfuerzo a tensión en el concreto debajo del eje neutro, es pequeño y tiene un pequeño brazo de palanca.

La cuarta suposición es necesaria para evaluar el verdadero comportamiento de la sección, ya que las deformaciones en el concreto comprimido son proporcionales a la distancia desde el eje neutro. El perfil de las curvas esfuerzo – deformación de el gráfico 4.5 indica la forma del bloque de esfuerzos a compresión en distintas etapas de carga.



CURVAS ESFUERZO - DEFORMACIÓN PARA CILINDROS DE CONCRETO CARGADOS EN COMPRESIÓN UNIAXIAL

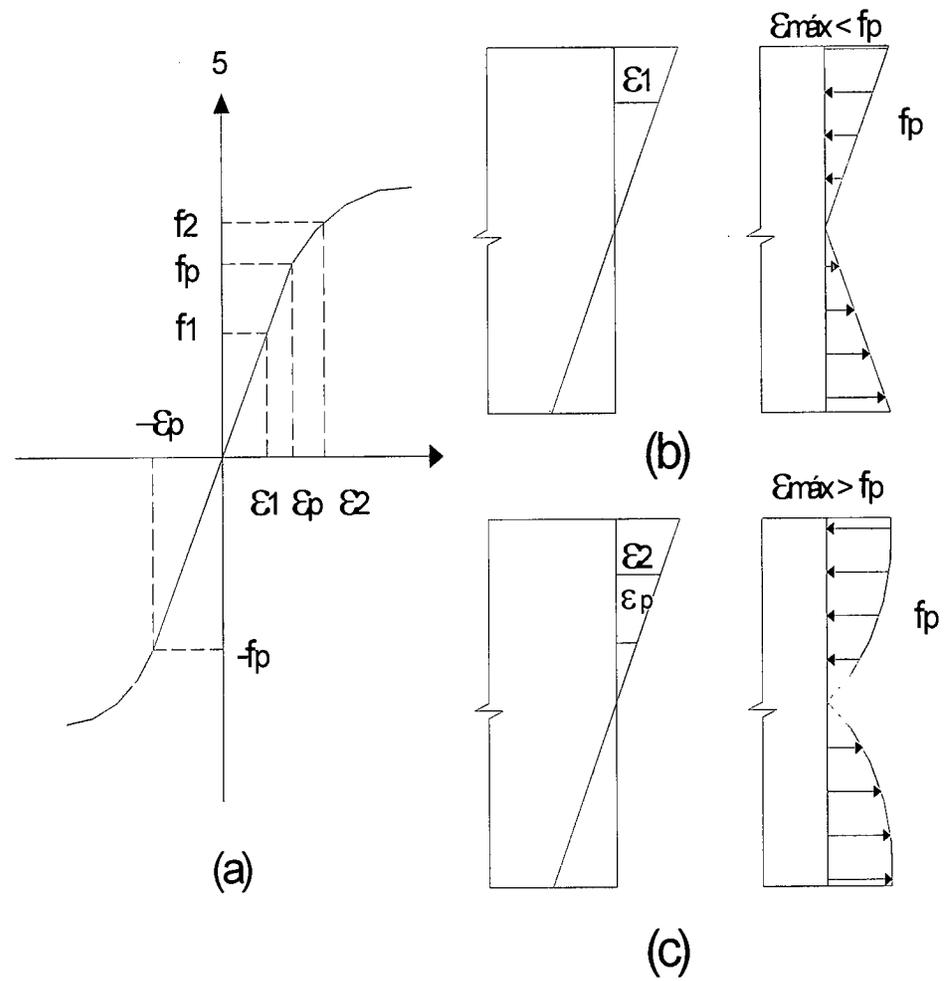
gráfico # 4.5

La quinta suposición para concreto reforzado con varillas corrugadas es bastante realista. Es decir, se puede suponer que la deformación unitaria es la misma en el acero y en el concreto que se encuentra al mismo nivel.

La tensión por flexión f , en cualquier punto, depende del alargamiento en este punto, según la forma dada por el diagrama tensión - deformación del material.

Si la viga se compone de un material homogéneo cuyo diagrama tensión - deformación, en tracción y compresión, es el de el gráfico 4.6b, es válida la afirmación siguiente: Si el alargamiento máximo en las fibras exteriores es menor

que el alargamiento ϵ_p , para el cual la tensión y deformación son proporcionales para el material dado, las tensiones de compresión y tracción a ambos lados del eje son proporcionales a la distancia a éste, como se indica en la figura 4.6b. Si el máximo alargamiento en las fibras exteriores es superior a ϵ_p , no se cumple lo establecido en el párrafo anterior, la situación a que se llega entonces es la indicada en el gráfico 4.6c; esto es, las porciones exteriores de la viga, donde $\epsilon > \epsilon_p$, tensiones y deformaciones ya no son proporcionales. En estas regiones la magnitud de la tensión en cualquier punto, como f_2 en el gráfico 4.6c, depende del alargamiento ϵ_2 en este punto y puede deducirse del diagrama tensión – deformación del material. En otras palabras, para una deformación dada de la viga, la tensión en el punto es la indicada para el diagrama tensión – deformación.



DISTRIBUCIÓN ELÁSTICA Y ENELÁSTICA DE
TENSIONES EN UNA VIGA HOMOGÉNEA

gráfico # 4.6

Cuando las tensiones en las fibras exteriores son inferiores al límite de proporcionalidad f_p , la viga se comporta elásticamente, como indica el gráfico 4.6b, en este caso se obtiene lo siguiente:

- a. El eje neutro pasa por el centro de gravedad de la sección transversal.

- b. La intensidad de la tensión de flexión, normal a la sección, aumenta de forma directamente proporcional a la distancia al eje neutro, y es máxima en las fibras extremas. La tensión en cualquier punto dado de la sección transversal, viene dado por la ecuación:

$$f = \frac{My}{I} \quad \text{Ec 4.1}$$

donde:

f = tensión de flexión a una distancia y de la fibra neutra

M = Momento flector externo de la sección.

I = Momento de inercia de la sección transversal respecto del eje neutro

La máxima tensión por flexión se produce en las fibras exteriores y vale:

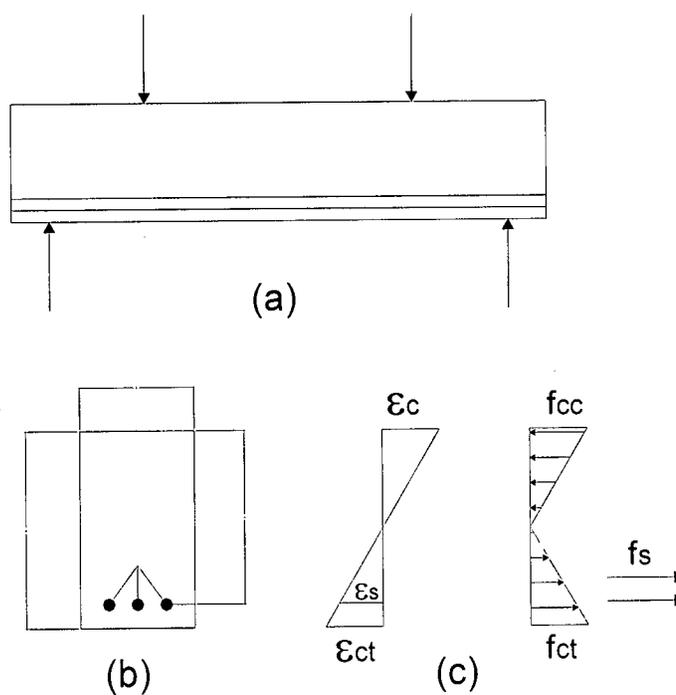
$$f_{\text{máx}} = \frac{Mc}{I} = \frac{M}{S} \quad \text{Ec 4.2}$$

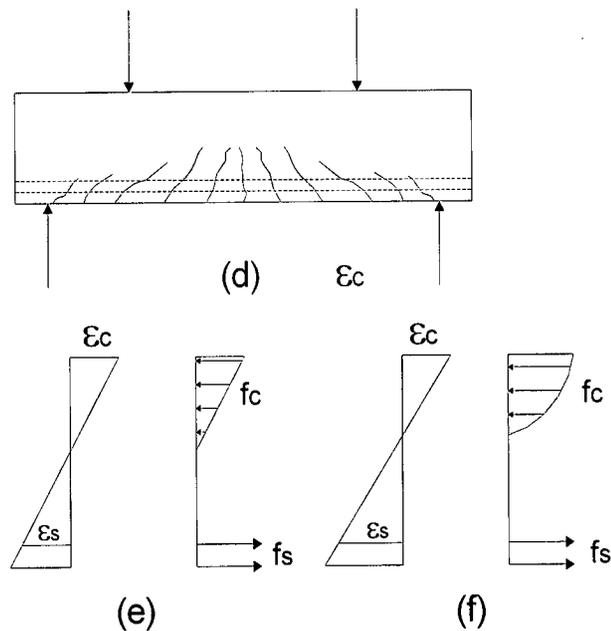
$S = I/c$ módulo resistente de la sección transversal.

Para cargas pequeñas, mientras las tensiones máximas de tracción en el hormigón son inferiores al módulo de rotura, la totalidad del hormigón resiste de forma eficaz a la tensión de compresión, a un lado, y de tracción el otro del eje neutro.

Además, la armadura, deformándose en la misma proporción que el hormigón adyacente, está sometida también a tensiones de tracción correspondientes. En

esta etapa, todas las tensiones del hormigón, son de pequeña magnitud y proporcionales a las deformaciones. La distribución de deformaciones y tensiones en el hormigón y el acero en todo el canto de la sección es la indicada en el gráfico 4.7c.





COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO
SOMETIDA A UNA CARGA CRECIENTE

gráfico # 4.7

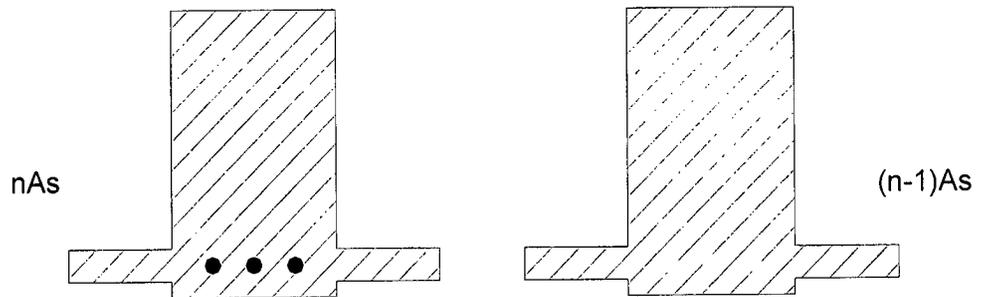
Cuando la carga se hace crecer aun más, la resistencia a tracción del hormigón se alcanza pronto, momento en el que aparecen las grietas de tracción. Estas se propagan rápidamente hacia arriba, hasta el nivel del plano neutro o cerca de el, mientras que este plano a su vez se desplaza hacia arriba con un agrietamiento progresivo. La forma general de distribución de estas grietas de tracción es la indicada en el gráfico 4.7d. Para cargas moderadas, si las tensiones del hormigón no superan aproximadamente el valor $f'_c / 2$, las tensiones y deformaciones continúan siendo casi proporcionales. La distribución de tensiones y deformaciones en la sección agrietada o cerca de ella es, pues, la indicada en el gráfico 4.7e. Cuando la carga se hace crecer aun más, tensiones y deformaciones siguen creciendo y ya no son proporcionales. La consiguiente relación no lineal

entre tensiones y deformaciones es la dada por la curva tensión – deformación del hormigón. Por ello, igual que en las vigas homogéneas, la distribución de las tensiones del hormigón en el lado de compresión de la viga, tiene la misma forma que la curva tensión – deformación. El gráfico 4.7f muestra la distribución de tensiones y deformaciones en el momento próximo a la rotura.

4.2.1.3 TENSIONES ELÁSTICAS. SECCIÓN NO AGRIETADA.

Mientras la tracción en el hormigón es inferior al módulo de rotura, de forma que no aparecen grietas de tracción, la distribución de tensiones y deformaciones indicada en el gráfico 4.7c, es esencialmente la misma que en una viga elástica y homogénea. (gráf 4.6b). La única diferencia es la presencia de otro material, la armadura de acero. Para cualquier valor de la deformación, la tensión de acero es n veces superior a la del hormigón. Para los cálculos se puede tener en cuenta este hecho sustituyendo la verdadera sección transversal de acero y hormigón por una sección ficticia supuesta compuesta solamente de hormigón. En esta sección transformada, la superficie equivalente de hormigón es igual a nA_s , situada al nivel del acero. En el gráfico 4.8 se representa la sección transformada sin agrietar correspondiente a la viga de el gráfico 4.7b.





SECCIÓN TRANSFORMADA NO FISURADA

gráfico # 4.8

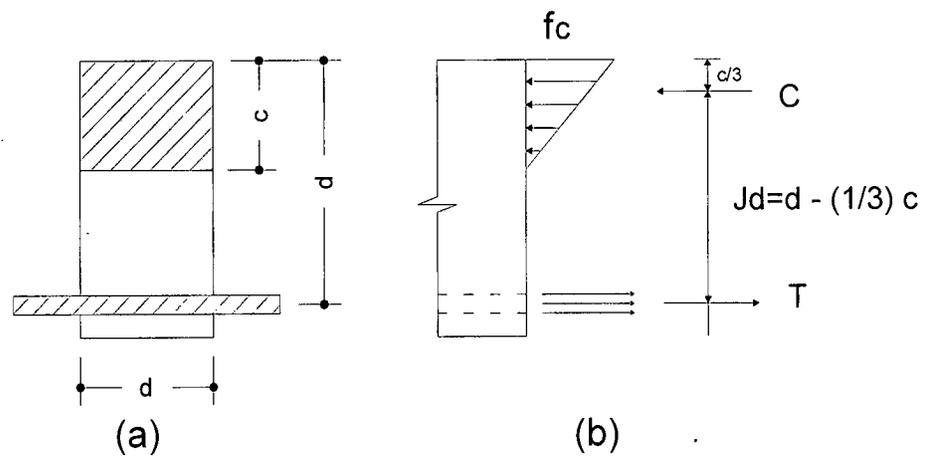
Una vez que se ha obtenido la sección transformada, pueden aplicarse los métodos usuales de análisis de las vigas elásticas homogéneas, esto es, se calcula de la forma usual las propiedades de la sección (situada del eje neutro, momento de inercia, módulo de la sección, etc) y en particular se calculan las tensiones mediante las ecuaciones 4.1 y 4.2. (Página 136).

4.2.1.4 TENSIONES ELÁSTICAS. SECCIÓN AGRIETADA.

Cuando la tensión de tracción f_{ct} supera el módulo de rotura se forman grietas, como se indica en el gráfico 4.7d. Si la tensión de compresión del hormigón es inferior a aproximadamente $0.5 f'_c$ y la tensión del acero no alcanza el punto de fluencia, ambos materiales continúan comportándose elásticamente o de forma

muy aproximadamente elástica. Esta situación se presenta generalmente en las estructuras bajo carga o condiciones normales de servicio, ya que con estas cargas las tensiones son generalmente del orden de magnitud que acabamos de indicar. En este estado de carga, para simplificar, y con un error pequeño o nulo, se supone que las grietas de tracción han avanzado hasta llegar a la fibra neutra, y que las secciones planas antes de la flexión siguen siéndolo en el elemento flectado. La situación respecto a la distribución de tensiones y deformaciones es, la indicada en el gráfico 4.7e.

Para calcular las tensiones y las deformaciones, si se desea, puede utilizarse todavía el artificio de la sección transformada. Solamente hay que tener en cuenta el hecho de que todo el hormigón, que está sometido a tracción, se supone agrietado y, por consiguiente, de hecho, ausente. Como se indica en el gráfico 4.9 a, la sección transformada se compone, del hormigón en compresión, a un lado del eje y de n veces la superficie de acero al otro. La distancia a la fibra neutra en este estado de cargas se expresa convencionalmente como una fracción c , del canto real d . (una vez que el hormigón se ha agrietado, todo el material situado bajo el acero deja de actuar, por lo que d es el canto eficaz de la viga).



SECCIÓN FISURADA TRANSFORMADA

gráfico # 4.9

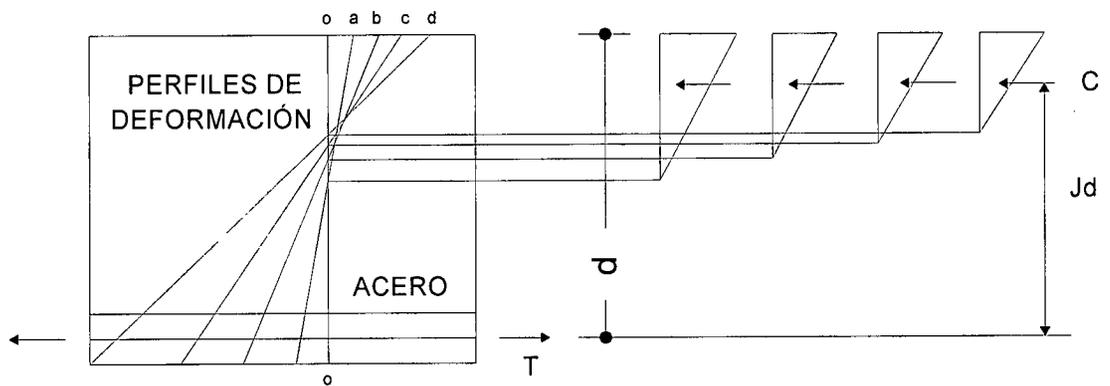
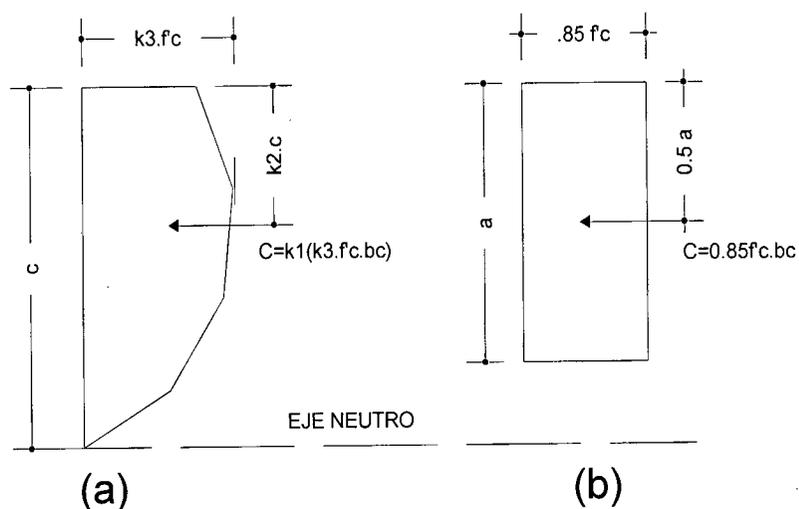


gráfico # 4.10

Se puede definir las propiedades del bloque de esfuerzo a compresión en la sección de momento máximo mediante los parámetros k_1 , k_2 y k_3 como se muestra en el gráfico 4.11 a, para una sección rectangular de ancho b y peralte efectivo d , la fuerza total de compresión en el concreto se expresa como $k_1 k_3 f'_c b c$ y el brazo interno de palanca es $d - k_2 c$, en donde c es la profundidad del eje neutro. Se han realizado muchas investigaciones para determinar las magnitudes de estos parámetros para concreto no confinado.



DISTRIBUCIÓN DEL ESFUERZO DE COMPRESIÓN EN LA ZONA COMPRIMIDA DE UNA SECCIÓN DE CONCRETO RECTANGULAR (a) DISTRIBUCIÓN REAL (b) DISTRIBUCIÓN RECTANGULAR EQUIVALENTE

gráfico # 4.11

4.2.1.5 BLOQUE DE ESFUERZOS RECTANGULAR EQUIVALENTE.

Cierto número de investigadores, como por ejemplo, Whitney han sugerido reemplazar el perfil actual del bloque de esfuerzo del concreto a compresión por un rectángulo equivalente, como medida de simplificación. Para obtener la resistencia a flexión, solo se necesita conocer la magnitud (k_1 k_3) y la posición k_2 de la fuerza de compresión del concreto. El bloque de esfuerzo rectangular equivalente logra esto y facilita considerablemente los cálculos. La práctica norteamericana representada por el código ACI, ha sido reemplazar el bloque actual de esfuerzos por un rectángulo equivalente (gráf 4.11b). El rectángulo tiene un esfuerzo medio de $0.85 f'_c$ y una profundidad a en donde $a / c = \beta_1$. β_2 se encuentra definido por el ACI 10.2.7.3 que dice: “El factor β_1 debe tomarse como 0.85 para resistencia del concreto f'_c hasta 280 kg / cm^2 y para resistencia superiores a 280 Kg / cm^2 , β_1 se disminuirá 0.05 en forma uniforme por cada 70 Kg / cm^2 de aumento sobre los 280 Kg / cm^2 , sin embargo, β_1 no debe ser menor de 0.65, es decir:

$$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c \leq 280 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \text{ para } f'_c > 280 \text{ Kg / cm}^2$$

Para que las fuerzas resultantes de compresión de los bloques real y equivalente de el gráfico 4.11, tengan la misma magnitud y línea de acción, los valores de los parámetros deben ser:

$$C = k_1 k_3 f'c b c = 0.85 f'c b a$$

$$K_2 k_3 = 0.85 \frac{a}{c} = 0.85 \beta_1$$

$$K_2 c = 0.5 a$$

$$K_2 = 0.5 \frac{a}{c} = 0.5 \beta_1$$

Se han realizado ensayos y se ha podido ver que los valores recomendados para las propiedades del bloque rectangular de esfuerzos concuerdan bastante bien con los valores experimentales. La dispersión de los resultados experimentales indica que no se justifica utilizar valores más complicados para los parámetros del bloque rectangular de esfuerzos.

4.2.1.6 DEFORMACIÓN DEL CONCRETO EN LA RESISTENCIA MÁXIMA.

La práctica norteamericana (ACI 318-83) es recomendar una deformación máxima de 0.003 en la fibra extrema a compresión del concreto en la resistencia a flexión de la sección. De las pruebas realizadas por los investigadores se ha observado que la deformación de 0.003 es un valor razonable, conservador. A esta deformación, el concreto comprimido en un miembro a flexión, normalmente

no muestra grietas visibles o desconchamientos aunque la deformación es mayor que la correspondiente al esfuerzo máximo.

La resistencia calculada a flexión de una viga de concreto reforzado, generalmente no es visible al valor de la deformación máxima supuesta del concreto, según las pruebas realizadas por Blume, Newmark y Cornig.

En cambio es evidente que la curvatura en una sección depende mucho del valor que se tome para la deformación de la fibra extrema.

4.2.2 EFECTO DE LA FUERZA CORTANTE EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO.

Trataremos de realizar un análisis del efecto de la fuerza cortante sobre elementos de concreto reforzado, cuando están sometidos simultáneamente a momento flexionante, como ocurre en el caso general. Para visualizar el efecto de la fuerza cortante recordaremos algunos conceptos elementales de resistencia de materiales, ya que a nivel de cargas bajas, antes de la aparición de las grietas, el comportamiento del concreto reforzado se asemeja al de un material homogéneo y elástico.

El análisis se limitará al caso de elementos en que el estado de esfuerzos puede suponerse como un estado de esfuerzos plano.

En un punto cualquiera, de un elemento sujeto a este tipo de esfuerzos, los esfuerzos normales y tangenciales correspondientes a los distintos planos, que pueden pasarse por un punto, varían en magnitud, al cambiar la orientación del plano de referencia. El estado de esfuerzos en un punto queda definido cuando se conocen los esfuerzos normales y tangenciales el punto según dos planos perpendiculares cualesquiera. Aquellos planos en que sólo existen esfuerzos normales se llaman planos principales y son perpendiculares entre si. Los esfuerzos en estos planos reciben el nombre de esfuerzos principales y tienen la propiedad de ser los esfuerzos máximos o mínimos que pueden existir en el punto.

Si consideramos una viga elástica sujeta a un sistema de cargas concentradas, tal como se muestra en el gráfico 4.12, en las regiones próximas a un apoyo o a una carga concentrada, la viga se encuentra sometida a esfuerzos tangenciales v , y a esfuerzos normales f_x y f_y , definidos en direcciones paralelas y perpendiculares, respectivamente al eje del elemento. Los esfuerzos f_y se deben a efectos locales de las reacciones o de las cargas, y se desprecian en regiones alejadas de estas.

Los esfuerzos normales longitudinales, f_x , pueden evaluarse dentro de un rango elástico mediante la fórmula $f_x = My / I$. En el gráfico 4.12 se muestra una distribución lineal típica de esfuerzos tangenciales, v ; se calcula con la expresión $v = VQ / Ib$, donde V es la fuerza cortante en la sección, Q es el momento elástico, respecto al eje neutro, del área de la sección situada arriba del nivel considerado y h es el peralte total de la sección.

En esta expresión los esfuerzos f_x y F_t son positivos cuando son de tensión. El signo positivo corresponde al esfuerzo principal máximo, que es el que interesa principalmente en el caso de elementos de concreto, en tanto que el negativo corresponde al esfuerzo principal mínimo.

La inclinación del plano, correspondiente al esfuerzo principal máximo, se obtiene mediante la expresión $\tan 2\theta = 2v / f_x$ donde θ es el ángulo formado por el esfuerzo principal máximo con el eje de la pieza. Es fácil comprobar que en los puntos en que existe únicamente esfuerzo cortante, el esfuerzo principal máximo es igual a v y tiene una inclinación de 45° respecto al eje horizontal.

Igualmente es claro que el esfuerzo principal de tensión es nulo en la fibra superior, e igual al esfuerzo normal en la fibra inferior. En general en la zona de compresión el esfuerzo normal, f_x , reduce el valor de esfuerzo principal respecto al valor correspondiente en el eje neutro, en tanto que en la zona de tensión lo aumenta como se puede observar en el gráfico 4.12.

Una forma conveniente de representar los estados de esfuerzos en los distintos puntos de un elemento, consiste en trazar las redes de trayectoria de esfuerzos principales. Estos diagramas muestran gráficamente la dirección de los esfuerzos principales en cualquier punto de elemento. En el gráfico 4.13 se ilustra una red típica de esfuerzos principales de tensión, para el caso de una viga libremente apoyada sujeta a varias cargas concentradas.

Como la resistencia del concreto a esfuerzo de tensión es baja, comparada con su resistencia a esfuerzos de compresión, un elemento de concreto tenderá a fallar según superficies perpendiculares a las direcciones de las tensiones principales. Esto hace necesario el proporcionar refuerzo de acero para soportar aquellas tensiones que exceden el valor de la resistencia a tensión de concreto en cualquier zona del elemento.

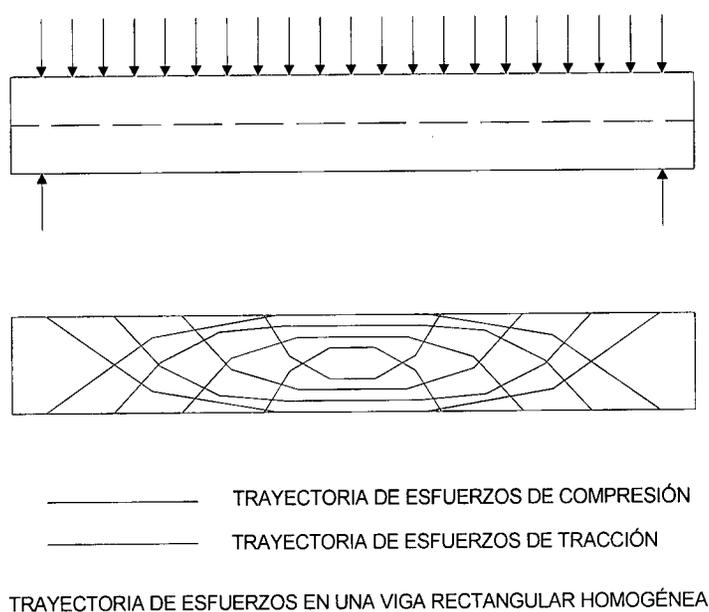


gráfico # 4.13

El efecto primordial, de un elemento de concreto, es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinada con respecto al eje longitudinal de miembro. Son estos esfuerzos los que pueden originar la falla de elemento, a una carga inferior, a aquella que producirá una falla a flexión.

En vigas no debe hablarse de fallas de esfuerzo cortante, ya que las grietas inclinadas que pueden presentarse en zonas de fuerza cortante considerable, son en realidad grietas de tensiones en planos inclinados. Una falla de esfuerzo cortante, propiamente dicho, podría presentarse, por ejemplo, en la cara de contacto de dos elementos de una viga compuesta, formada por un elemento inferior precolado y un elemento superior colado en el lugar, donde el esfuerzo cortante en dicha cara puede exceder la resistencia al deslizamiento relativo de los dos elementos. De ésto podría concluirse que una forma razonable de reforzar vigas de concreto consistiría en colocar barras de acero siguiendo la trayectoria de los esfuerzos principales de tensión. Esto, sin embargo, es poco práctico, ya que las dificultades constructivas son obvias. Más aún el comportamiento de un elemento de concreto es mucho más complejo, pues la distribución de esfuerzos cambia apreciablemente en el momento en que exceden las tensiones que puede soportar el concreto y aparecen grietas. La posición en que se forman estas grietas no puede predecirse con exactitud, ya que siempre existen variaciones locales en la resistencia del concreto, que no es realmente homogéneo, la presencia de grietas impide idealizar de una manera sencilla el funcionamiento de un elemento de concreto reforzado, a esto debe añadirse que el concreto no es un material elástico, por tanto, las distribuciones de esfuerzos cambia con el nivel de carga.

Debido a la complejidad del problema, los métodos utilizados en la actualidad para dimensionar elementos de concreto sujetos a fuerza cortante se basan en el conocimiento experimental de su comportamiento. Los estudios experimentales, se han encontrado principalmente en la determinación de la resistencia al

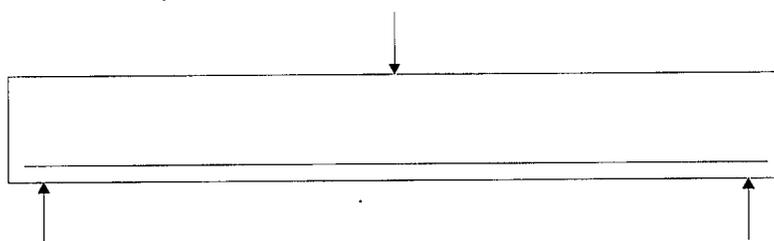
agrietamiento inclinado de elementos de concreto y de la distribución del esfuerzo transversal a la resistencia.

Los primeros ensayos encaminados a la determinación de los efectos de la fuerza cortante se realizaron hace más de 60 años. Desde entonces, y en especial de 1946 a la fecha, se han llevado a cabo muchas investigaciones tendientes a evaluar la influencia de distintos factores, de manera que se dispone en la actualidad de una cantidad importante de datos experimentales. Sin embargo, son tantas las variables que influyen en la resistencia de elementos sujetos a fuerza cortante, y sus efectos dependen tanto de la interacción de distintas variables, que ha sido difícil relacionar los resultados de las investigaciones y experiencias disponibles. No se ha llegado a establecer todavía un procedimiento para determinar la resistencia, para efectos prácticos de diseño, que sea realmente satisfactorio desde un punto de vista teórico. Si embargo, el conocimiento actual es suficiente para poder dimensionar elementos de concreto que resistan los efectos de fuerza cortante con seguridad adecuada.



4.2.2.1 COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA.

ELEMENTOS DE SECCIÓN RECTANGULAR SIN REFUERZO EN EL ALMA.



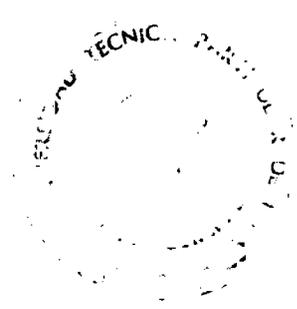
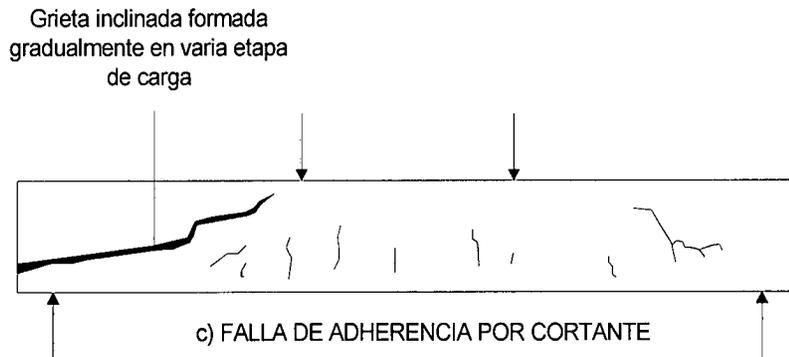
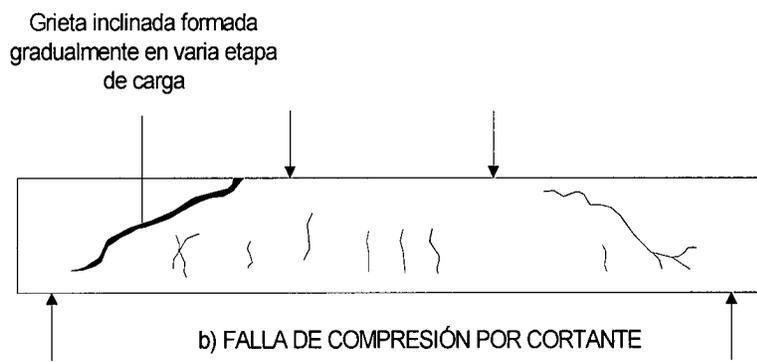
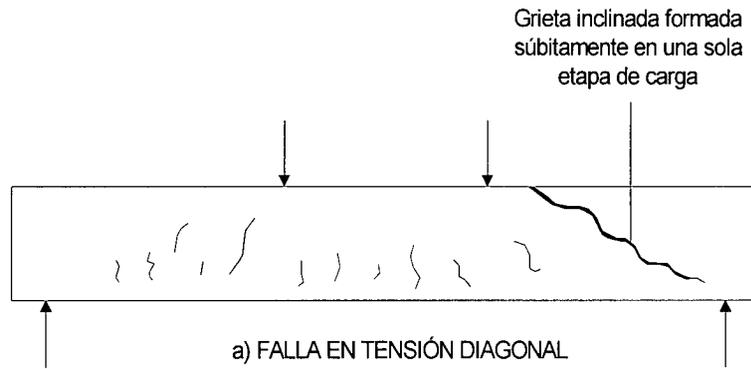
ELEMENTO SUJETO A M y V, SIN REFUERZO TRANSVERSAL

gráfico # 4.14

Considérese un elemento como el mostrado en el gráfico 4.14 en los primeros incrementos de carga, no hay diferencia en el comportamiento de un elemento que falle por efecto de la fuerza cortante y otro que falle por flexión. Antes que aparezcan las primeras grietas por flexión, el comportamiento del elemento es esencialmente elástico. Al aumentar las cargas, la fuerza cortante puede originar esfuerzos principales que excedan la resistencia a tensión del concreto, produciendo grietas inclinadas a una altura aproximada de medio peralte. Estas grietas pueden aparecer súbitamente en puntos donde no existía una grieta a flexión, o a veces se presentan como una continuación de una grieta en flexión, que gradualmente cambia de inclinación. Las grietas inclinadas pueden aparecer

súbitamente, sin señal previa, y extenderse inmediatamente hasta causar el colapso de la pieza, como se muestra en el gráfico 4.15a, en este caso la falla se denomina de tensión diagonal. Por otro lado puede suceder que el agrietamiento inclinado se desarrolle gradualmente y que el colapso se produzca por el aplastamiento de la zona de compresión en el extremo de la grieta inclinada, al reducirse considerablemente la zona disponible para soportar los esfuerzos de compresión originados por flexión. En este caso la falla se denomina de compresión por cortante (gráf 4.15b). La diferencia esencial entre ambos tipos de falla consiste en que, una falla por tensión diagonal, el agrietamiento inclinado es súbito y causa de inmediato el colapso de la pieza, mientras que en una falla de compresión por cortante, la fuerza puede soportar cargas mayores que la que produce en agrietamiento inclinado.

Algunos autores establecen otro tipo de falla, denominada generalmente de adherencia por cortante. Este tipo se caracteriza por que la resistencia se alcanza cuando se presentan extensos agrietamientos longitudinales al nivel del acero de tensión, simultáneos con un aplastamiento ligero en la zona de compresión, en el extremo de la grieta inclinada, como se muestra en el gráfico 4.15c.



REPRESENTACIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE FALLA EN ELEMENTOS EN LOS QUE PREDOMINA LA FUERZA CORTANTE

gráfico # 4.15

Desde el punto de vista de resistencia, cuando la falla se produce súbitamente, al aparecer la primera grieta inclinada importante, se dice que el elemento falla en tensión diagonal. Cuando la falla ocurre después de la aparición de una grieta inclinada importante y la resistencia es mayor que la carga que formó esta grieta se dice que el elemento tuvo una falla en compresión, por cortante o por adherencia por cortante, según el caso.

Desde el punto de vista del comportamiento de una estructura, es muy desventajoso que un elemento alcance su resistencia, debido a uno de estos tipos de falla, antes que se presente la fluencia del acero longitudinal, ya que estas fallas se producen rápidamente a deformaciones pequeñas. En consecuencia la estructura resulta poco dúctil.

La carga que produce las primeras grietas inclinadas completas se suele denominar carga de agrietamiento inclinado. En general, una grieta inclinada, es aquella que se extiende a través de casi todo el peralte del elemento y se empieza a prolongar a lo largo del acero de tensión. Varios investigadores lo han definido de acuerdo con distintos criterios, basados en la observación visual de elemento, y por tanto la carga correspondiente está sujeta a variaciones de orden subjetivo; sin embargo, ésta marca, en general, un cambio importante en el comportamiento del miembro. Cuando la grieta inclinada se produce súbitamente y causa el colapso de la pieza, la carga de agrietamiento es también la resistencia del elemento.

ELEMENTOS CON REFUERZO EN EL ALMA.

Un refuerzo transversal o refuerzo en el alma, que se utiliza en elementos de concreto para aumentar su resistencia a los efectos de la fuerza cortante, puede ser de distintos tipos. En algunos casos se usa parte del refuerzo longitudinal de flexión, doblando en zonas donde ya no es requerido, de modo que atraviese las regiones donde puedan aparecer grietas inclinadas. Estas barras para que sean efectivas deben anclarse en la zona de compresión, gráfico 4.16a. El tipo de refuerzo longitudinal más usado es el estribo. En los gráficos 4.16 se ilustra las formas más usuales. El tipo de estribo más eficiente es el que tiene sus extremos doblados a 135° , ya que de esta manera quedan mejor anclados dichos extremos.

Generalmente los estribos se colocan en posición vertical, pero también es usual colocarlos inclinados con respecto al eje de elemento con un ángulo que varía entre 30° y 60° siendo 45° la inclinación más común. Gráfico 4.16c.

El comportamiento, bajo carga, de elementos con refuerzo en el alma es similar al descrito anteriormente, hasta la aparición de las primeras grietas inclinadas, a partir de ese momento el refuerzo transversal restringe el crecimiento de las grietas inclinadas. Si el refuerzo transversal es suficiente, las grietas inclinadas serán pequeñas y de poca consideración y la falla se producirá por flexión.

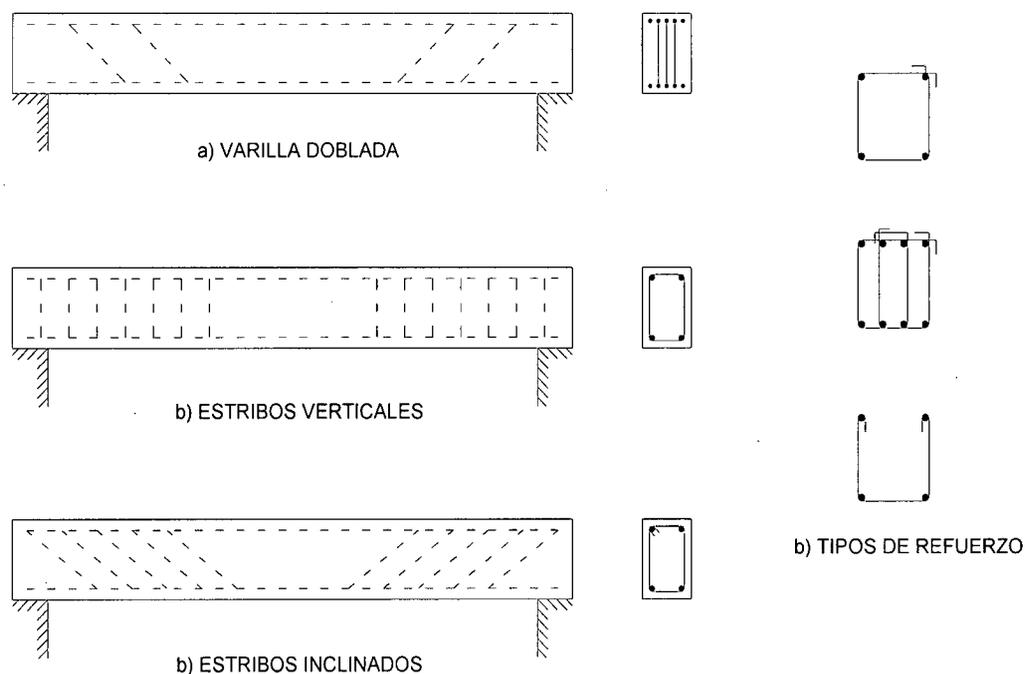


gráfico # 4.16

Se ha observado que cualquiera que sea el tipo de refuerzo transversal que se utilice, éste no contribuye en forma apreciable a resistir los esfuerzos inclinados de el alma de la pieza, Pero después que aparecen las grietas, el refuerzo transversal se deforma gradualmente al incrementar la carga, hasta que alcance su límite de fluencia. Esta condición limita la contribución de este refuerzo a la resistencia del elemento.

Con el objeto de evitar que el ancho de las grietas inclinadas sea excesivo, el reglamento ACI – 71 recomienda que el acero transversal tenga un esfuerzo de fluencia, máximo de $4200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$.

En los ensayos de laboratorio, se ha observado que la resistencia a los efectos de la fuerza cortante de un elemento transversal es igual a su resistencia al agrietamiento inclinado más la contribución del refuerzo transversal.

Normalmente, en un diseño se busca que esta suma sea mayor que la resistencia del elemento en flexión o flexocompresión, para garantizar que no se presente un colapso por efectos de fuerza cortante.

Es importante tener en cuenta que, para que el refuerzo transversal sea realmente efectivo, debe colocarse a espaciamientos tales, a lo largo del eje de la pieza que cualquier grieta inclinada potencial que pudiera formarse en el elemento, sea cruzada por lo menos por una barra de refuerzo en el alma.

4.2.2.2 MECANISMOS DE FALLA POR CORTANTE.

MIEMBROS SIN REFUERZO TRANSVERSAL.

Se ha dicho que en algunas ocasiones el colapso de un elemento se produce súbitamente al presentarse el agrietamiento inclinado, mientras que en otras el miembro es capaz de soportar cargas apreciablemente mayores que la que produjo dicho agrietamiento, esto puede explicarse en forma cualitativa

observando que la presencia de una grieta inclinada origina un cambio importante en el comportamiento del elemento. Para mejor explicación, considérese una viga sin refuerzo transversal, provista de un refuerzo longitudinal adecuado y sujeta a una carga concentrada situada a una distancia a del apoyo.

En el gráfico 4.17 se presenta un diagrama de cuerpo libre del elemento, después de haberse desarrollado un grieta inclinada. Si se supone que la fuerza cortante en la longitud a es constante e igual a la reacción, despreciando, por lo tanto, el efecto del peso propio, los momentos flexionantes varían, como se muestra en la figura.

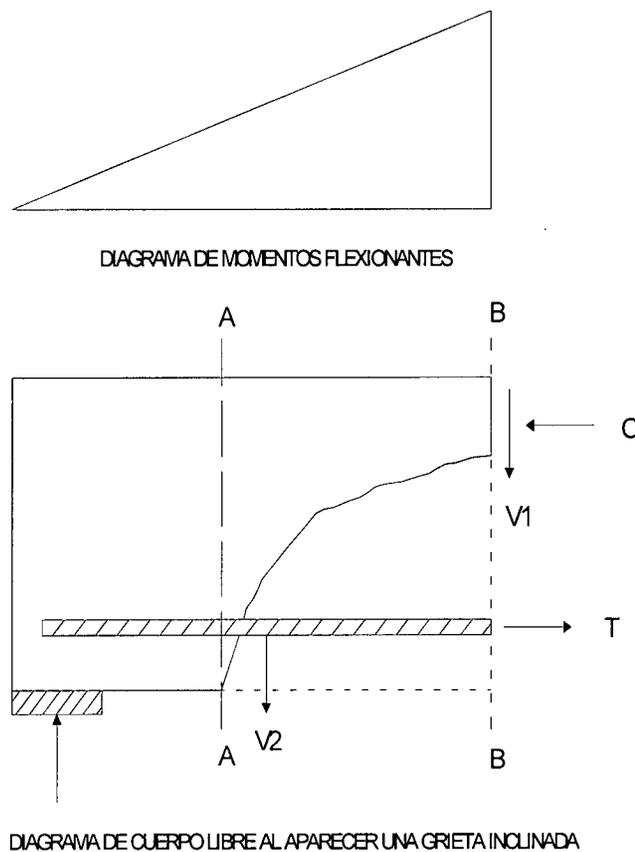


gráfico # 4.17

Antes que aparezca la grieta inclinada, el comportamiento del miembro es prácticamente lineal y, por lo tanto, la tensión en el acero es sensiblemente proporcional al momento flexionante. Pero una vez que se desarrolla una grieta inclinada, el comportamiento de un elemento en la zona agrietada se asemeja al de un arco rebajado. Por equilibrio la tensión entre las secciones AA y BB debe ser constante e igual al valor correspondiente a la sección de momentos flexionantes (BB).

La presencia de la grieta inclinada, produce tres efectos importantes.

- Reduce la zona disponible para tomar esfuerzos de compresión; la compresión total debe ser tomada íntegramente en la profundidad y , gráfico 4.17.
- Produce un aumento súbito en la tensión del refuerzo, en la sección AA, hasta que ésta alcanza el valor correspondiente a la sección BB.
- Reduce el área disponible para tomar la fuerza cortante en la sección. Antes de la aparición de la grieta, la fuerza cortante se distribuye, de alguna manera, a través de todo el peralte del elemento, mientras que después del agrietamiento tiene que ser resistido por la zona de compresión del concreto y por el acero longitudinal.

Es decir, que si al desarrollarse la grieta inclinada, la zona disponible para tomar esfuerzos de compresión es insuficiente, o si el acero es incapaz de desarrollar la adherencia requerida para tomar el incremento de tensión, se produce el colapso del elemento, inmediatamente después de formarse la grieta inclinada, y la falla

es por tensión diagonal. Si la grieta se estabiliza el elemento es capaz de tomar carga adicional, la falla será de adherencia por cortante, cuando se agote la capacidad de transmitir tensiones por adherencia entre el acero y el concreto, o bien de compresión por cortante cuando se aplaste el concreto en la zona de compresión.

Cuando el elemento carece de refuerzo transversal es frecuente que estos dos tipos de fallas se presenten casi simultáneamente.

De las consideraciones anteriores se puede deducir ciertas conclusiones que coinciden con los hechos observados experimentalmente. Hasta ahora ha sido imposible correlacionar la capacidad adicional de un elemento sobre la carga de agrietamiento inclinado con las variables primarias. Esto es debido a que dicha capacidad depende en gran parte de la grieta inclinada, y esta no puede predecirse de antemano con precisión, porque el concreto no es en realidad un material homogéneo. Una pequeña variación en la posición o en la extensión de la grieta inclinada puede cambiar drásticamente la longitud de anclaje del acero de tensión y la profundidad de la zona de compresión, y por lo tanto la capacidad de carga posterior al agrietamiento inclinado. En pruebas de laboratorio de especímenes idénticos, colados simultáneamente y ensayados bajo las mismas condiciones se han observado variaciones en el valor de la carga de agrietamiento inclinado, del orden del 10 %, en tanto que las cargas de colapso han llegado a diferir entre sí en más de un 50 %. Por esta razón la mayor parte de los investigadores concuerdan en considerar la carga de agrietamiento en tensión diagonal, como la resistencia útil a la acción de la fuerza, sabiendo que en algunos casos la carga de colapso puede ser mucho mayor.

MIEMBROS CON REFUERZO TRANSVERSAL.

Ya se dijo anteriormente que la presencia de refuerzo transversal influye muy poco en el valor de la carga de agrietamiento y en el comportamiento general del elemento, antes que se desarrolle la grieta inclinada. Pero una vez que se presenta, dicha grieta, el refuerzo en el alma contribuye eficazmente a incrementar la capacidad de carga del elemento, y si este refuerzo se proporciona de forma adecuada, puede lograrse que el colapso se produzca por efecto de los esfuerzos longitudinales de flexión y no por efecto de la fuerza cortante.

El refuerzo en el alma desempeña un papel triple, después de la aparición de la grieta inclinada. Por una parte, restringe el crecimiento y desarrollo del agrietamiento inclinado, conservando en esta forma una profundidad mayor para la zona de compresión. Esto incrementa la capacidad de la zona para resistir fuerzas normales y tangenciales, por otra parte, cuando se usa refuerzo transversal en forma de estribos, estos mejoran la capacidad por adherencia del miembro, pues tienden a evitar fallas por desgarramiento al nivel del acero de refuerzo. Finalmente, el refuerzo en el alma toma una posición importante de la fuerza cortante y, cuando, el refuerzo forma anillos cerrados incrementa ligeramente la capacidad de la zona de compresión debido al efecto de confinamiento.

El mecanismo de falla de un elemento con refuerzo transversal no ha podido establecerse hasta ahora.

EXPRESIONES PARA EVALUAR LA RESISTENCIA A EFECTOS DE LA FUERZA CORTANTE.

Las expresiones propuestas reflejan los efectos de las variables principales dentro de los límites de la información experimental. Todos los reglamentos dados para el diseño por cortante se basan a resultados de experiencias, es así como el ACI en el capítulo 11 del reglamento de las construcciones de concreto reforzado da las recomendaciones y normas para diseñar un elemento sometido a fuerza cortante.

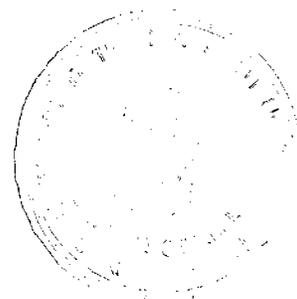
4.3 ANÁLISIS DE LOS DINTELES DE LADRILLO ARMADO Y CÁLCULO DE SU CAPACIDAD RESISTENTE A MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE.

Luego de haber revisado las recomendaciones dadas para el diseño y construcción de estructuras de mampostería y revidado el comportamiento de elementos de hormigón armado similares en su forma geométrica a los especímenes elaborados. Vamos a suponer que el comportamiento de los dinteles (vigas) de ladrillo armado es igual a que estos fueran de ladrillo armado, a esfuerzos de fuerza cortante y momento flexionante.

Partiendo del supuesto del comportamiento de los especímenes como de hormigón armado, se realizará el análisis de los especímenes de ladrillo armado en base a suposiciones básicas de la teoría de resistencia a flexión, introduciendo algunas modificaciones debido a las propiedades particulares de la mampostería.

- 1 Las secciones planas antes de la flexión permanecen planas, después de la flexión, es decir, la distribución de la deformaciones longitudinales en la sección transversal es plana.
- 2 Se conoce la curva esfuerzo – deformación para el acero.
- 3 Los esfuerzos de tensión son resistidos únicamente por el acero.
 - 3.1 Existe adherencia perfecta entre el refuerzo y el mortero que lo rodea.
- 4 Se conoce la curva esfuerzo - deformación de la mampostería, que define la magnitud y distribución del esfuerzo a compresión.
 - 4.1 La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería la deformación unitaria máxima a compresión.

$$\epsilon_m = \frac{f^* m}{E_m}$$



- 4.2 La curva esfuerzo – deformación en la mampostería se considera lineal hasta la rotura.

Con las suposiciones anotadas se realizará el análisis de los especímenes considerando los esfuerzos a flexión.

A continuación se estudia los posibles tipos de falla que podrían presentarse:

4.3.1 FALLA A TENSIÓN.

Si el contenido de acero de la sección es bajo, el acero alcanza la resistencia f_y de cedencia antes que la mampostería alcance su capacidad máxima. Esta es una falla lenta (no frágil).

4.3.2 FALLA A COMPRESIÓN.

Si el contenido de acero en la sección es grande, la mampostería puede alcanzar su capacidad máxima antes de que ceda el refuerzo, en tal caso aumenta considerablemente la profundidad del eje neutro y provoca un aumento de la fuerza de compresión. Se alcanza la resistencia a flexión, en la sección, cuando la deformación en la fibra a compresión extrema de la mampostería es ϵ_m .

Entonces la sección falla repentinamente en forma frágil. Puede haber poca advertencia visible de falla debido a que los anchos de las grietas de flexión en la zona de tensión de la mampostería en la sección de falla son pequeñas, por el bajo esfuerzo del acero.

4.3.3 ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE.

Para el análisis de la capacidad resistente de los dinteles a fuerza cortante se usarán las expresiones dadas por el ACI – 83 en su capítulo 11, 11.3.1 y 11.5.6.2 para elementos de concreto reforzado, haciendo el cambio de F'_c por f^*c . Dada la dificultad para obtener V^*c (valor del cortante Kg/cm^2) para la mampostería

debido a la falta de equipo en el laboratorio se tomará un valor de $V^*m = 3 \text{ Kg/cm}^2$ que es el esfuerzo cortante nominal correspondiente a una mampostería con mortero y ladrillo similar a la utilizada en nuestros especímenes. Este valor se ha tomado de las normas para estructuras de mampostería de la UNAM.

4.4 ANÁLISIS DE LOS DINTELES DE LADRILLO ARMADO Y CÁLCULO DE SU CAPACIDAD RESISTENTE A MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE.

A continuación realizamos un análisis detallado de cada uno de los especímenes obteniendo su capacidad resistente a esfuerzos de flexión y cortante.

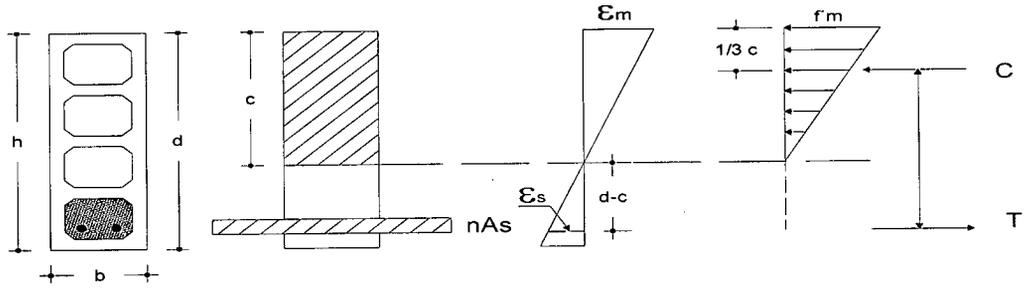
4.4.1 ANÁLISIS DEL DINTEL TIPO A.

Materiales:

- $f^*m = 43,67 \text{ Kg/cm}^2$
- $E_m = 1561 \text{ Kg/cm}^2$
- $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- $E_s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$



ANÁLISIS ELÁSTICO DE ESFUERZOS EN EL ELEMENTO



$$bc \frac{c}{2} = nAs(d-c)$$

$$c^2 + \frac{2nAs}{b}c - \frac{2nAsd}{b} = 0$$

$$c = \frac{nAs}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nAs}} \right]$$

ANÁLISIS DE ESFUERZOS

$$\epsilon_m = \frac{f * m}{E_m}$$

$$\epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \quad f_s = \epsilon_s E_s$$

por semejanza de triángulos

$$\frac{\epsilon_m}{c} = \frac{\epsilon_s}{(d-c)} \quad \epsilon_s = \frac{(d-c)}{c} \epsilon_m$$

ESFUERZO DE COMPRESIÓN

$$C = \frac{cf * m}{2} b$$

ESFUERZO DE TRACCIÓN

$$T = f_s A_s \quad T = \frac{(c-d)}{c} \epsilon_m E_s A_s$$

MOMENTO RESISTENTE

$$M = C J d \quad J d = d - 1/3 c$$

$$M = \frac{c f^* m}{2} b (d - 1/3 c)$$

ESFUERZO CORTANTE

$$V^* = 3,0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 0,53 f_c \quad \text{dado por el ACI}$$

Adaptando esta expresión y reemplazando f_c por $f^* m$

$$V^* c = 0,53 f^* m \text{ Kg/cm}^2$$

CÁLCULO TEÓRICO DE LA FLECHA

$$f = \frac{PL^3}{48EmI}$$

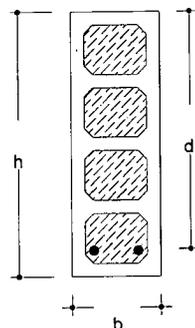
$$I = \frac{bc^3}{12} + bc(c/2)^2$$

I = Momento de inercia de la sección agrietada con respecto al eje neutro

E = Módulo de elasticidad de la mampostería

L = Luz entre apoyos

P = Carga máxima de flexión

ANÁLISIS DEL DINTEL A 1

Datos:

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 26 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = 2 \text{ o } 10 \text{ mm}$$

$$A_s = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$L = 1,80 \text{ m}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} \quad n = \frac{2000000}{1561}$$

$$n = 1257,07102$$

$$c = \frac{15061 * 1,571}{10} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 10 * 26}{15061 * 1,571}} \right)$$

$$c = 24,48244768$$

$$\varepsilon_m = \frac{27}{1561} \quad \varepsilon_m = 0,0172966$$

$$\varepsilon_s = \frac{26 - 24,482}{24,482} 0,0172$$

$$\varepsilon_s = 0,001072135$$

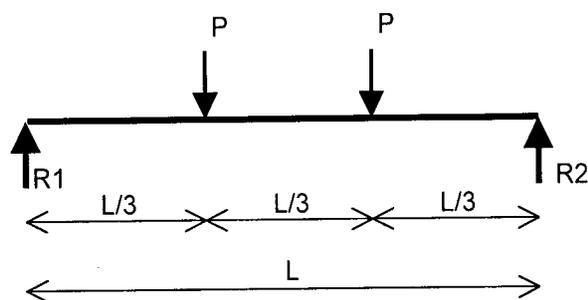
$$f_s = 0,0010721 * 2000000$$

$$f_s = 2144,270526$$

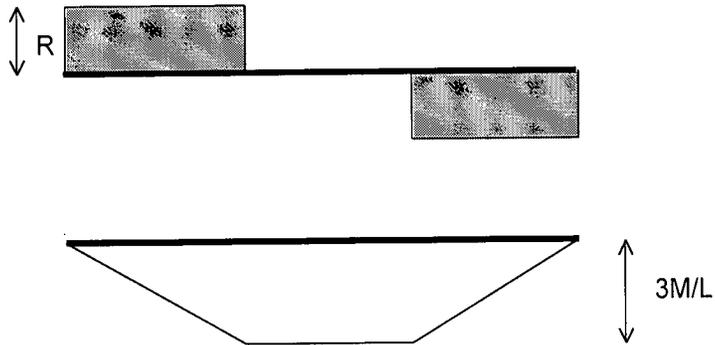
$$M = \frac{60,246 * 24,482 * 10}{2} \left(26 - \frac{24,482}{3} \right)$$

$$M = 131561,2661$$

CONDICIONES DE CARGA



DIAGRAMAS DE FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLECTOR



$$M = \frac{PL}{3} \quad P = \frac{3M}{L}$$

$$P = \frac{3 * 1315,61}{1,8} \quad P = 2192,68333 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE

$$V^* = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = V^* bd \quad V = 3 * 10 * 26$$

$$V = 780$$

$$V = P \quad P = 780$$

$$V = 0,53 \sqrt{f^*} mbd \quad V = 1069,58 \text{ Kg}$$

$$V = P \quad P = 1069,58 \text{ Kg}$$



CÁLCULO TEÓRICO DE LAS FLECHAS

$$I = \frac{10 * (24,48)^3}{12} + 10 * 24,48 * (24,48/2)^2$$

$$I = 48900,465 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = \frac{2192,683 * (1,8)^3}{48 * 15061 * 48900,465}$$

$$\Delta = 0,361 \text{ cm}$$

ANÁLISIS DEL DINTEL A2

$$\begin{aligned} h &= 30 \text{ cm} \\ d &= 26,5 \text{ cm} \\ b &= 10 \text{ cm} \\ A_s &= 1,571 \text{ cm}^2 \\ L &= 1,8 \text{ m} \\ n &= 1257,07102 \\ \varepsilon_m &= 0,0173 \end{aligned}$$

$$c = \frac{1257,07 * 1,571}{10} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 10 * 26,5}{1257,07 * 1,571}} \right)$$

$$c = 24,927$$

$$\varepsilon_s = \frac{26,5 - 24,927}{24,927} 0,0173$$

$$\varepsilon_s = 0,001092$$

$$f_s = 0,001092 * 2000000$$

$$f_s = 2184 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = \frac{60,246 * 24,927 * 10}{2} (26,5 - 24,927/3)$$

$$M = 136591,857 \text{ Kg.cm} \quad M = 1365,92 \text{ Kg.m}$$

$$M = \frac{PL}{3} \quad P = \frac{3M}{L}$$

$$P = \frac{3 * 1365,92}{1,78} \quad P = 2276,53 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE

$$V = 3 * 10 * 26,5 = 795 \text{ Kg}$$

$$V = P = 795 \text{ Kg}$$

$$V = 0,53 \sqrt{60,246 * 10 * 26,5}$$

$$V = 0,53\sqrt{60,246} * 10 * 26,5$$

$$V = 1090,15 \text{ Kg.}$$

$$V = P = 1090 \text{ Kg}$$

CÁLCULO TEÓRICO DE LAS FLECHAS

$$I = 51628,414 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = 0,36 \text{ cm}$$

ANÁLISIS DEL DINTEL A3

$$h = 30,3 \text{ cm}$$

$$d = 26,2 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$L = 1,8 \text{ m}$$

$$n = 1257,07102$$

$$c = \frac{1257,071 * 1,571}{10} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 10 * 26,2}{1257,071 * 1,571}} \right]$$

$$c = 24,66031698$$

$$\varepsilon_s = \frac{26,2 - 24,66}{24,66} * 00173$$

$$\varepsilon_s = 0,001080$$

$$f_s = 0,001080 * 2000000$$

$$f_s = 2160,462$$

$$M = \frac{60,246 * 24,66 + 10}{2} (26,2 - 24,66 / 3)$$

$$M = 133561,406 \text{ Kg.cm} \quad M = 1335,61 \text{ Kg.m}$$

$$P = \frac{3 * 1335,61}{1,8}$$

$$P = 2226,017 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE

$$V = 3 \cdot 10 \cdot 26,2$$

$$V = P = 786 \text{ Kg}$$

$$V = 0,53 \cdot \sqrt{60,246} \cdot 10 \cdot 26,2$$

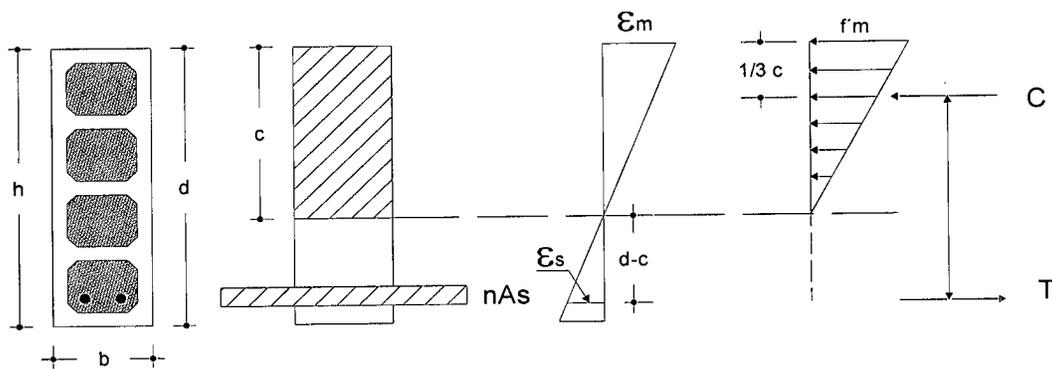
$$V = P = 1077,808 \text{ Kg.}$$

CÁLCULO TEÓRICO DE LAS FLECHAS

$$I = 49987,102 \text{ cm}^4.$$

$$\Delta = 0,36 \text{ cm}$$

4.4.2 ANÁLISIS DEL DINTEL TIPO B



$$h = 30,2 \text{ cm}$$

$$d = 26,2 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{1257,071 \cdot 1,571}{10} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 10 \cdot 26,2}{1257,071 \cdot 1,571}} \right)$$

$$c = 24,66$$

$$f_s = \frac{26,2 - 24,66}{24,66} 2000000 * 0,0173$$

$$f_s = 5328,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = f_s * A_s \quad T = 1,571 * 5328,4$$

$$T = 8370,916 \text{ Kg}$$

$$C = \frac{c * f_m}{2} b \quad C = \frac{24,66 * 60,246}{2} 10$$

$$C = 7428,3318 \text{ Kg}$$

$$M = C * J_d$$

$$M = 7428,33 * (2/3(24,66) + (26,2 - 24,66))$$

$$M = 133561 \text{ Kg cm}$$

$$M = 1335,61 \text{ Kg m}$$

$$M = \frac{PL}{3} \quad P = \frac{3M}{L}$$

$$P = \frac{3 * 1335,61}{1,8}$$

$$P = 2226,02 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE

Se considerará el área neta $A_n = 135 \text{ cm}^2$

$$bh = 135 \text{ cm}^2 \quad b = \frac{135}{30,2} \quad b = 4,47 \text{ cm}$$

$$V = V * bd \quad V = 3 * 4,47 * 26,2 \quad V = 351,342 \text{ Kg.}$$

$$V = P = 351,342 \text{ Kg.}$$

$$V = 0,53 \sqrt{f * mbd} \quad V = 0,53 \sqrt{60,246 * 4,47 * 26,2}$$

$$V = 481,78 \text{ Kg.}$$

$$V = P = 481,78 \text{ Kg.}$$



$P = 2226,02 \text{ Kg}$ para flexión

$P = 351,342 \text{ Kg}$

$P = 481,78 \text{ Kg}$

para corte

CÁLCULO TEÓRICO DE LAS FLECHAS

$I = 49987,102 \text{ cm}^4$

$\Delta = 0,36 \text{ cm}$

ANÁLISIS DEL DINTEL B 2

$h = 30 \text{ cm}$

$d = 27 \text{ cm}$

$b = 10 \text{ cm}$

$A_s = 1,571 \text{ cm}^2$

$$c = \frac{1257071 * 1,571}{10} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 10 * 27}{1257071 * 1,571}} \right)$$

$c = 25,37 \text{ cm}$

$$f_s = \frac{27 - 25,37}{25,37} * 0,0173 * 2000000$$

$f_s = 2223,019 \text{ Kg/cm}^2$

$$C = \frac{25,37 * 60,246}{2} * 10$$

$C = 7642,205 \text{ Kg}$

$M = 7642,205 * 2/3 * (25,37 + (27 - 25,37))$

$M = 137559,69 \text{ Kg cm}$

$M = 1375,69 \text{ Kg m}$

$$P = \frac{3 * 1375,69}{1,8}$$

$P = 2292,81 \text{ Kg}$

ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE

Área neta = 135 cm^2

$A_n = bh$

$$b = \frac{135}{30} \qquad b = 4,5 \text{ cm}$$

$$V = 3 * 4,5 * 27 \qquad V = 364,5 \text{ Kg}$$

$$V = P = 364,5 \text{ Kg}$$

$$V = 0,53 * \sqrt{60,246} * 4,5 * 27$$

$$V = 499,823 \text{ Kg}$$

$$V = P = 499,823 \text{ Kg.}$$

$$P = 2292,8 \text{ Kg para flexión}$$

$$P = 364,5 \text{ Kg} \qquad P = 499,823 \text{ Kg para corte}$$

CÁLCULO TEÓRICO DE FLECHAS

$$I = 54430,227 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = 0,32 \text{ cm}$$

ANÁLISIS DEL DINTEL B 3

$$h = 30,2 \text{ cm}$$

$$d = 26,8 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{1257,071 * 1,571}{10} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 10 * 26,8}{1257,071 * 1,571}} \right)$$

$$c = 25,19 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{26,8 - 25,19}{25,19} * 0,0173 * 2000000$$

$$f_s = 2211,433 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C = \frac{25,19 * 60,246}{2} * 10$$

$$C = 7587,98 \text{ Kg}$$

$$M = 7587,98 * (2/3 * (25,19) + (26,8 - 25,19))$$

$$M = 139644,125 \text{ Kg cm}$$

$$M = 1396,44 \text{ Kg m}$$

$$P = \frac{3 * 1396,44}{1,8} \quad P = 2327,4 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE

$$b = \frac{135}{30,2} \quad b = 4,47 \text{ cm}$$

$$V = 3 * 4,47 * 26,8 \quad V = 359,39 \text{ Kg}$$

$$V = P = 359,39 \text{ Kg}$$

$$V = 0,53 * \sqrt{60,246} * 4,47 * 26,8$$

$$V = 492,81 \text{ Kg.}$$

$$V = P = 492,81 \text{ Kg}$$

$$P = 2327,4 \text{ Kg para flexión}$$

$$P = 359,39 \text{ Kg} \quad P = 2259,23 \text{ Kg para corte}$$

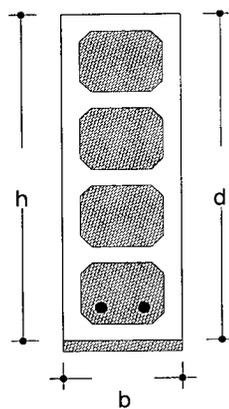
CÁLCULO TEÓRICO DE LAS FLECHAS

$$I = 53279,88$$

$$\Delta = 0,35$$

4.4.3 ANÁLISIS DEL DINTEL TIPO C

ANÁLISIS DEL DINTEL C1



$$\begin{aligned} h &= 32,5 \text{ cm} \\ d &= 31 \text{ cm} \\ b &= 10 \text{ cm} \\ A_s &= 1,571 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$c = \frac{1257,071 * 1,571}{10} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 10 * 31}{1257,071 * 1,571}} \right]$$

$$c = 28,89 \text{ cm}$$

$$fs = \frac{31 - 28,89}{28,89} * 0,0173 * 2000000$$

$$fs = 4886,61 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C = \frac{28,89 * 60,246}{2} * 10$$

$$C = 8702,53 \text{ Kg}$$

$$M = 8702,53 * ((2/3 * 28,89 + (31 - 28,89)))$$

$$M = 185973,07 \text{ Kg cm}$$

$$M = 1859,73 \text{ Kg m}$$

$$P = \frac{3 * 1859,73}{1,8} \quad P = 3099,55 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DE ESFUERZO CORTANTE

$$\text{Área neta} = 135 \text{ cm}^2 \quad An = b * h$$

$$b = \frac{135}{32,5} \quad b = 4,15 \text{ cm}$$

$$V = 3 * 4,15 * 31 \quad V = 385,95 \text{ Kg}$$

$$V = P = 385,95 \text{ Kg}$$

$$V = 0,53 * \sqrt{60,246} * 4,15 * 31$$

$$V = 529,24 \text{ Kg}$$

$$V = P = 529,24 \text{ Kg}$$

$$P = 3099,55 \text{ Kg} \text{ Para flexión}$$

$$P = 385,95 \text{ Kg} \quad P = 529,94 \text{ Kg} \quad \text{para corte}$$

CÁLCULO TEÓRICO DE LA FLECHA

$$I = 80375,07 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = 0,31$$

ANÁLISIS DEL DINTEL C 2

$$h = 32,3 \text{ cm}$$

$$d = 31,2 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{1257,071 * 1,571}{10} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 10 * 31,2}{1257,071 * 1,571}} \right]$$

$$c = 29,06 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{31,2 - 29,06}{29,06} * 0,0173 * 2000000$$

$$f_s = 2547,97 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C = \frac{29,06 * 60,246}{2} * 10$$

$$C = 8753,74 \text{ Kg}$$

$$M = 8753,74 * (2/3(29,6) + (31,2 - 29,06))$$

$$M = 188322,13 \text{ Kg cm}$$

$$M = 1883,22 \text{ Kg m}$$

CONDICIONES DE CARGA

$$P = \frac{3 * 1883,22}{1,8} \quad P = 3138,7 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DE ESFUERZO CORTANTE

$$A_n = bh \quad b = \frac{135}{32,3}$$

$$b = 4,18 \text{ cm}$$

$$V = 3 \cdot 4,18 \cdot 31,2$$

$$V = 391,25 \text{ Kg}$$

$$V = P = 391,25 \text{ Kg}$$

$$V = 0,53 \cdot \sqrt{60,246} \cdot 4,18 \cdot 31,2$$

$$V = 536,5 \text{ Kg}$$

$$V = P = 536,5 \text{ Kg}$$

$$P = 3138,7 \text{ Kg} \text{ Para flexión}$$

$$P = 391,25 \text{ Kg} \quad P = 536,5 \text{ Kg} \quad \text{Para corte}$$

CÁLCULO TEÓRICO DE FLECHAS

$$I = 81802,31 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = 0,31$$

ANÁLISIS DEL DINTEL C 3

$$h = 32,6 \text{ cm}$$

$$d = 31,2 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$c = \frac{1257,071 \cdot 1,571}{10} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 10 \cdot 31,2}{1257,071 \cdot 1,571}} \right]$$

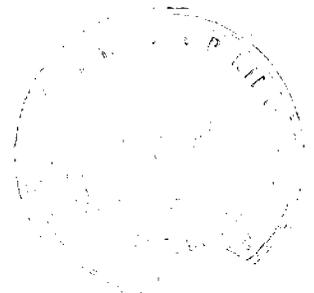
$$c = 29,06 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{31,2 - 29,06}{29,06} \cdot 0,0173 \cdot 2000000$$

$$f_s = 2547,97$$

$$C = \frac{29,06 \cdot 60,246}{2} \cdot 10$$

$$C = 8753,74 \text{ Kg}$$



$$M = 8753,74 * (2/3 * (29,06) + (31,2 - 29,06))$$

$$M = 188322,13 \text{ Kg cm}$$

$$M = 1883,22 \text{ Kg m}$$

CONDICIONES DE CARGA

$$P = \frac{3 * 1883,22}{1,8} \quad P = 3138,7 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DE ESFUERZO CORTANTE

$$A_n = bh \quad b = \frac{135}{32,6}$$

$$b = 4,14 \text{ cm}$$

$$V = 3 * 4,14 * 31,2 \quad V = 387,5 \text{ Kg}$$

$$V = P \text{ } 387,5 \text{ Kg}$$

$$V = 0,53 \sqrt{60,246} * 4,14 * 31,2 \quad V = 531,367 \text{ Kg}$$

$$V = P = 531,367 \text{ Kg}$$

$$P = 3138,7 \text{ Kg para flexión}$$

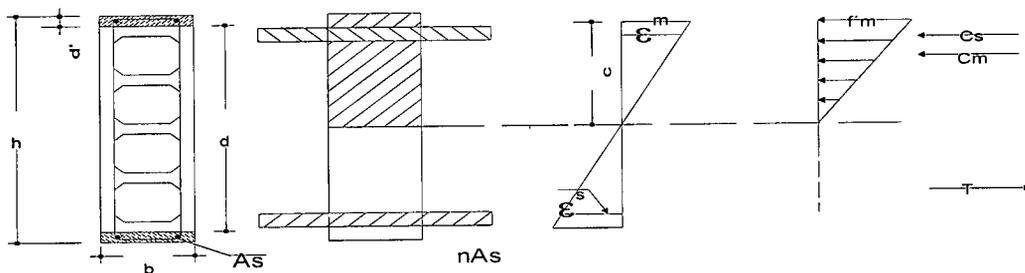
$$P = 387,5 \text{ Kg} \quad P = 531,367 \text{ Kg para corte}$$

CÁLCULO TEÓRICO DE FLECHAS

$$I = 81802,31 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = 0,31 \text{ cm}$$

4.4.4 ANÁLISIS DEL DINTEL TIPO D



ANÁLISIS DE LAS FÓRMULAS A UTILIZARSE

$$b \frac{c \cdot c}{2} + (c - d') n A' s = n A s (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} + cn A' s - d' n A' s - n A s d + n A s c = 0$$

$$\frac{bc^2}{2} + n(A' s + A s) - n(A' s d + A s d) = 0$$

$$c = \frac{n}{b} (A' s + A s) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2b(A' s d + A s d)}{n(A' s + A s)^2}} \right]$$

De el gráfico de deformaciones, por semejanza, tenemos:

$$\frac{\varepsilon m}{c} = \frac{\varepsilon' s}{c - d'} \quad \varepsilon' s = \frac{c - d'}{c} \varepsilon m$$

$$\varepsilon' s > \varepsilon y$$

$$f' s = f y$$

$$\text{y si } \varepsilon' s < \varepsilon y \quad f' s = \varepsilon' s E s$$

$$C s = f' s A s$$

$$\frac{\varepsilon m}{c} = \frac{\varepsilon s}{d - c} \quad \varepsilon s = \left[\frac{d - c}{c} \right] \varepsilon m$$

$$f s = \varepsilon s E s \quad \varepsilon s > \varepsilon y \quad f s = f y$$

$$T = A s f s$$

ANÁLISIS DEL DINTEL D 1

$$h = 34,9 \text{ cm}$$

$$d = 33,8 \text{ cm}$$

$$d' = 1,2 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$A s = 1,571 \text{ cm}^2$$

$$A' s = 1,0 \text{ cm}^2$$

$$f y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E s = 2000000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 1257,071$$

$$\varepsilon m = 0,0173$$

$$f^*m = 60,246 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_m = 15061 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad \varepsilon_y = 0,0021$$

$$\text{estribos: } 1\Phi 4mm$$

$$A_s = 0,126 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c = \frac{1257'071}{10} (1+1,571) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2*10*(1*1,2+1,571*33,8)}{1257,071*(1+1,571)^2}} \right]$$

$$c = 20,47 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{20,47 - 1,2}{20,47} 0,0173 \quad \varepsilon'_s = 0,016$$

$$\varepsilon'_s > \varepsilon_y \quad f_s = f_y$$

$$C_s = A'_s * f_s \quad C_s = 1*4200$$

$$C_s = 4200 \text{ Kg}$$

$$C_m = \frac{20,47 * 60,246}{2} * 10 \quad C_m = 6166,18 \text{ Kg}$$

$$\varepsilon_s = \frac{33,8 - 20,47}{20,47} 0,0173 \quad \varepsilon_s = 0,0113$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y \quad f_s = f_y$$

$$T = A_s * f_y \quad T = 1,571 * 4200$$

$$T = 6598,2 \text{ Kg}$$

MOMENTO RESISTENTE

$$M = c_s(c - d') + C_m * (2/3c) + T(d - c)$$

$$M = 4200*(20,47-1,2)+6166,18*(2/3*20,47)+6598,2*(33,8-20,47)$$

$$M = 253035,81 \text{ Kg cm}$$

$$M = 2539,36 \text{ Kg m}$$

$$P = \frac{3 * 2539,36}{1,8} \quad P = 4225,6 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE

Resistencia al corte, debida a la mampostería

$$A_n = b * h \quad b = 3,87 \text{ cm}$$

$$V_m = 3 * 3,87 * 33,8 \quad V_m = 392,42 \text{ Kg}$$

$$V = P = 392,42 \text{ Kg}$$

$$V_m = 0,53 * \sqrt{60,246} * 3,87 * 33,8$$

$$V_m = 538,11 \text{ Kg}$$

$$V = P = 538,11 \text{ Kg}$$

Resistencia al corte, debido a los estribos

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{S}$$

$$A_s = 1 \Phi 4 \text{ mm}$$

$$A_s = 0,126 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 A_s = 0,251 \text{ cm}^2$$

$$S = 27 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{0,251 * 2800 * 33,8}{27}$$

$$V_s = 879,8 \text{ Kg}$$

Cortante resistido por la mampostería y por los estribos

$$V = V_m + V_s$$

$$V_1 = 538,11 + 879,8$$

$$V_2 = 392,42 + 879,8$$

$$V_1 = 1417,91$$

$$V_2 = 1272,22 \text{ Kg}$$

CÁLCULO TEÓRICO DE FLECHAS

$$I = 28591,19 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = 0,36 \text{ cm}$$

ANÁLISIS DEL DINTEL D 2

h = 35 cm
 d = 34 cm
 d' = 1,4 cm
 b = 10 cm

ANÁLISIS DE MOMENTO FLECTOR

$$c = \frac{1257,071}{10} (1,571+1) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2*10*(1*1,4+1,571*34)}{1257,071*(1+1,571)^2}} \right]$$

$$c = 20,66$$

$$\varepsilon_s = \frac{20,66 - 1,4}{20,66} * 0,0173 \quad \varepsilon_s = 0,0161$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y \quad f_s = f_y$$

$$\varepsilon_s = \frac{34 - 20,66}{20,66} * 0,0173 \quad \varepsilon_s = 0,0112$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y \quad f_s = f_y$$

$$C_s = A_s * f_s \quad C_s = 1 * 4200$$

$$C_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_m = \frac{20,66 * 60,246 * 10}{2} \quad C_m = 6223,41 \text{ Kg}$$

$$T = 1,571 * 4200 \quad T = 6598,2 \text{ Kg}$$

MOMENTO RESISTENTE

$$M = 4200 * (20,66 - 1,4) + 6223,41 + (2/3 * 20,66) + 6598,2 * (34 - 20,66)$$

$$M = 254629,09 \text{ Kg cm}$$

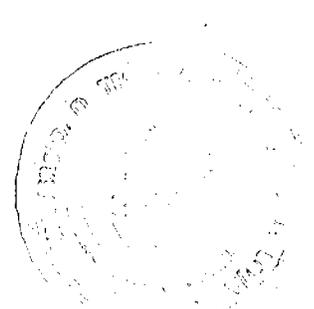
$$M = 2546,29 \text{ Kg m}$$

CONDICIONES DE CARGA

$$P = \frac{3 * 2546,29}{1,8} \quad P = 4243,82 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE

Resistencia al corte proporcionada por la mampostería



$$b = 3,86 \text{ cm}$$

$$V_m = 3 * 3,86 * 34 \quad V_m = 393,72 \text{ Kg}$$

$$V = P = 393,72 \text{ Kg}$$

$$V_m = 0,53 * \sqrt{60,246} * 3,86 * 34$$

$$V = P = 539,89 \text{ Kg}$$

Resistencia al corte proporcionado por los estribos

$$V_s = \frac{0,251 * 2800 * 34}{27} \quad V_s = 885 \text{ Kg}$$

$$V = V_s + V_m$$

$$V_1 = 885 + 393,72 \quad V_1 = 1278,72 \text{ Kg}$$

$$V_2 = 885 * 539,89 \quad V_2 = 1424,89 \text{ Kg}$$

CÁLCULO TEÓRICO DE FLECHAS

$$I = 29394,74 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = 0,74$$

ANÁLISIS DEL DINTEL D 3

$$h = 34,8 \text{ cm}$$

$$d = 33,8 \text{ cm}$$

$$d' = 1,2 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$A_s = 1,571 \text{ cm}^2$$

ANÁLISIS DEL MOMENTO FLECTOR

$$c = \frac{1257,071}{10} * (1 + 1,571) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 10 * (1 * 1,2 + 1,571 * 33,8)}{1257,071 * (1 + 1,571)^2}} \right]$$

$$c = 20,47 \text{ cm}$$

$$\varepsilon'_s = \frac{20,47 - 1,4}{20,47} * 0,0173$$

$$\varepsilon'_s = 0,0161$$

$$\varepsilon'_s = \varepsilon_y \quad f_s = f_y$$

$$\varepsilon_s = \frac{34 - 20,47}{20,47} * 0,0173$$

$$\varepsilon_s = 0,011$$

$$20,47$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_y \quad f_s = f_y$$

$$C_s = 1 * 4200$$

$$C_s = 4200 \text{ Kg}$$

$$C_m = \frac{20,47 * 60,246}{2} * 10$$

$$C_m = 6166,18 \text{ Kg}$$

$$T = 1,571 * 4200$$

$$T = 6598,2 \text{ Kg}$$

MOMENTO RESISTENTE

$$M = 4200 * (20,47 - 1,2) + 6166,18 * (2/3 * 20,47) + 6598,2 * (33,8 - 20,47)$$

$$M = 253035,81 \text{ Kg cm}$$

$$M = 2530,36 \text{ Kg m.}$$

Condiciones de carga

$$P = \frac{3 * 2530,36}{1,8}$$

$$P = 4217,27 \text{ Kg}$$

ANÁLISIS DEL ESFUERZO CORTANTE

Resistencia al corte proporcionada por la mamapostería

$$b = 3,85 \text{ cm}$$

$$V_m = 3 * 3,85 * 33,8$$

$$V_m = 390,39 \text{ Kg}$$

$$V = P = 390,39 \text{ Kg}$$

$$V_m = 0,53 * \sqrt{60,246} * 3,85 * 33,8$$

$$V = P = 535,325 \text{ Kg}$$

Resistencia al corte proporcionado por los estribos

$$V_s = \frac{0,251 * 2800 * 33,8}{27}$$

$$V_s = 879,80 \text{ Kg}$$

$$V = V_m + V_s$$

$$V_1 = 1270,19 \text{ Kg}$$

$$V_2 = 1415,12 \text{ Kg}$$

CÁLCULO TEÓRICO DE FLECHAS

$$I = 28591,19 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = 0,781$$

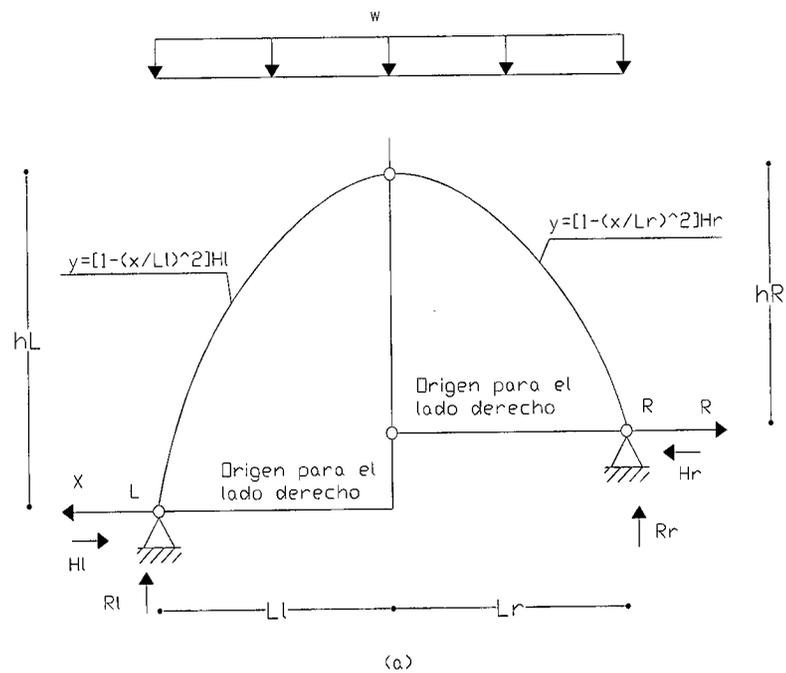
4.4.5 ANÁLISIS DEL DINTEL TIPO E

Para determinar las fuerzas internas en un punto interno que no sea el pasador en la corona, debe especificarse la geometría del arco. Aquí se considerará un tipo especial de arco, el arco parabólico.

En la figura esta definida la geometría de éste arco. El arco es simétrico con respecto al eje y, tiene una pendiente cero en el pasador. La ecuación general de la parábola es:

$$y = ax^2 + bx + c$$

se utiliza para obtener la ecuación del eje centroidal del arco, aplicando las condiciones de frontera.



tenemos que:

$$a \quad x = 0 \quad y = k \quad h = a(0) + b(0) + c$$

$$a \quad x = 0 \quad dy/dx = 0 \quad 0 = 2a(0) + b$$

$$x = L \quad y = 0 \quad 0 = aL^2 + b(L) + c$$

de donde:

$$c = h \quad b = 0 \quad a = -h/L^2$$

o también:

$$y = -h\left(\frac{x}{L}\right)^2 + h = h\left(1 - \left(\frac{x}{L}\right)^2\right)$$

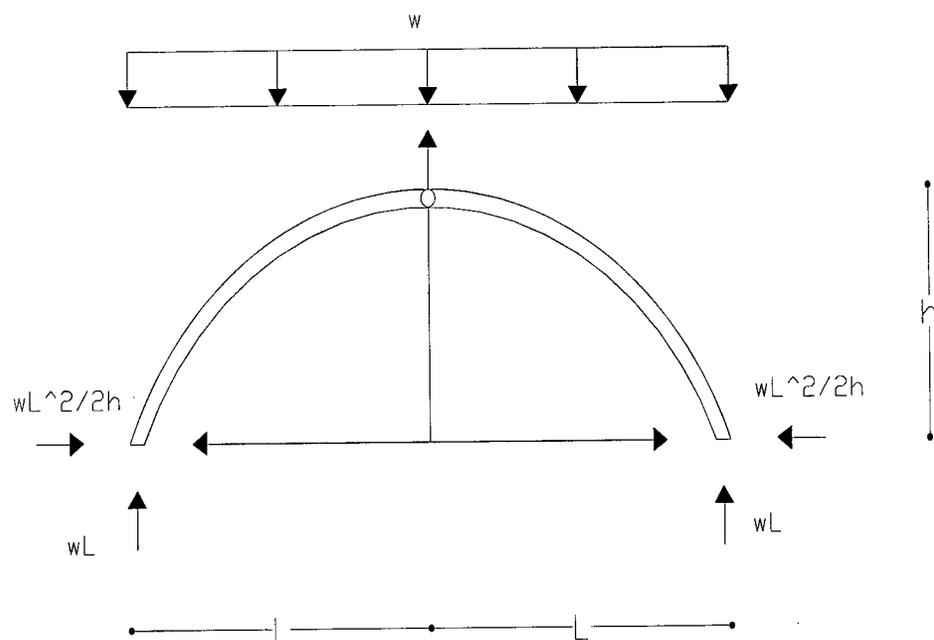
Se va a proceder a realizar un cálculo de un arco simétrico que soporta una carga uniforme

Datos:

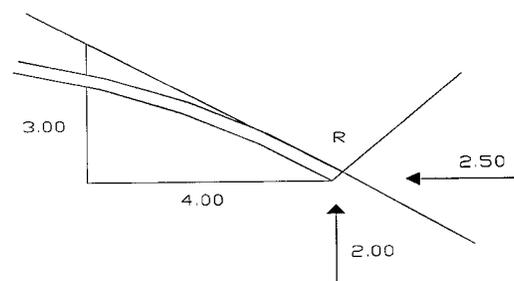
$$L = 2 \text{ m}$$

$$h = 0,8 \text{ m}$$

$$w = 1 \text{ N/m}$$



(b)



(c)

Para un arco simétrico, tenemos que:

$$h_L = h_R = h \quad L_L = L_R = L$$

$$H_R = H_L = \frac{wL^2}{2h}$$

$$R_R = R_L = wL$$

$$H_R = H_L = \frac{1 \cdot 2^2}{2 \cdot 0,8} = 2,5 \text{ N}$$

$$R_R = R_L = 1 \cdot 2 = 2 \text{ N}$$

La fuerza axial está en una dirección tangente al arco. La fuerza cortante es perpendicular al eje centroidal del arco. Para resolver las fuerzas horizontal y vertical H_R y R_R en componentes en estas direcciones, primero debe calcularse la pendiente del arco en la base. Entonces:

$$y = -h\left(\frac{x}{L}\right)^2 + h = h\left(1 - \left(\frac{x}{L}\right)^2\right)$$

$$\frac{dy}{dx} = -2\left(\frac{x}{L^2}\right)h$$

$$x = L = 2 \text{ m}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2 \cdot 2}{2^2} \cdot 0,8 \quad dy/dx = -0,8$$

En la figura es posible sumar las componentes de H_R y de R_R para obtener la fuerza axial y la cortante.

$$A = -4/5 \cdot 2,5 - 3/5 \cdot 2 \quad A = -3,2 \text{ N compresión}$$

$$V = 3/5 \cdot 2,5 - 4/5 \cdot 2 \quad V = 0 \text{ N}$$



CAPÍTULO V

6. COMPROBACIÓN EN EL LABORATORIO

6.1 ALTERNATIVAS DE FORMAS DE REALIZAR EL ENSAYO.

Una de las fases más importantes de la presente investigación ha sido la comprobación en el laboratorio de los diferentes tipos de especímenes de ladrillo armado elaborados, planeados inicialmente ensayar a los 28 días de su construcción. Lo cual fue imposible cumplir dadas las dificultades que se presentaron para realizar el ensayo, el problema principal es que no se dispone del equipo necesario para realizar los ensayos a flexión simple (que son los de nuestro caso), de vigas que tengan una luz mayor a un metro. Bajo estas circunstancias surgieron algunas alternativas que podríamos tomar dado lo imperativo de realizar los ensayos.

Una de las alternativas presentadas fue la de usar sacos de arena de 25 Kg. Es decir colocar la dintel sobre dos apoyos simples y sobre éste colocar los sacos de arena a lo largo para tener una carga uniformemente distribuida. Se realizaron los cálculos para saber el número de sacos necesarios que necesitábamos. Se requería una carga de 1500 Kg/ml para llegar a la rotura con una luz libre entre apoyos de 1,8 m, es decir, un total de 2700 Kg de arena, lo cual nos da un total de 108 sacos de arena. Si tendríamos sacos de 20 cm de ancho significa que para cubrir la luz libre del dintel son necesarios 9 sacos y para llegar a la rotura 12 filas de estos sacos, si la fila tiene un espesor de 20 cm tendríamos que la altura total de sacos sería de 2,4 m. La dificultad principal radicaba en que el ancho del

dintel es apenas de 10 cm por lo mismo presentaría dificultades para colocar 12 filas de sacos. Por otro lado sería un ensayo muy laborioso, de mucho cuidado y de baja precisión.

La segunda alternativa fue la de utilizar la maquina universal con la que cuenta el laboratorio, pero se desechó porque a la fecha de realizar los ensayos se encontraba dañada.

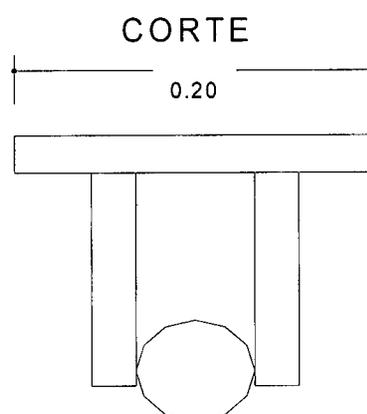
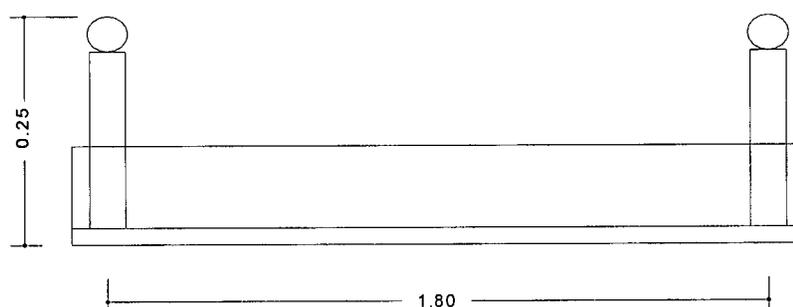
Una tercera alternativa fue la de mandar a construir una pieza para acoplar a la maquina TESTER que se encuentra en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, que es en la única que se podría realizar el ensayo. Esta pieza debería permitir colocar al dintel de tal modo que exista un transmisión de fuerzas entre los apoyos y poder leer una carga en el dial.

6.2 ALTERNATIVA DE ENSAYO SELECCIONADA.

De las tres alternativa presentadas, se descarto las dos primeras y se seleccionó la tercera, en base a que de esta manera se obtendrían resultados más precisos respecto a la primera alternativa, además el tiempo necesario para probar cada dintel sería mucho menor.

La pieza que se mandó a construir debía tener las siguientes características: Ser lo suficientemente rígida para que la deflexión de la misma sea mínima, que tenga una superficie de apoyo en la plataforma de la máquina de tal manera que se asegure su estabilidad, antes y durante el ensayo, además la altura de los apoyos debía limitarse a que permita colocar sobre ellos los dinteles y realizar el

ensayo. A continuación en la figura 5.1 se muestra una ilustración de la pieza que se utilizó.



EQUIPO UTILIZADO

Para poder realizar el ensayo de los dinteles fue necesario el siguiente equipo:

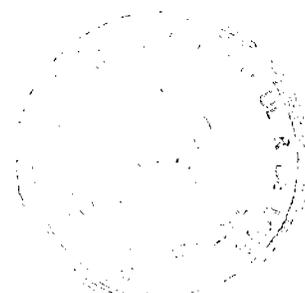
- La máquina TESTER
- Un deformímetro

- Flexómetro
- La máquina mandada a construir
- Una plancha de acero de una pulgada de espesor
- Dos varillas metálicas de una pulgada de espesor.

6.3 PROCESO DE ENSAYO.

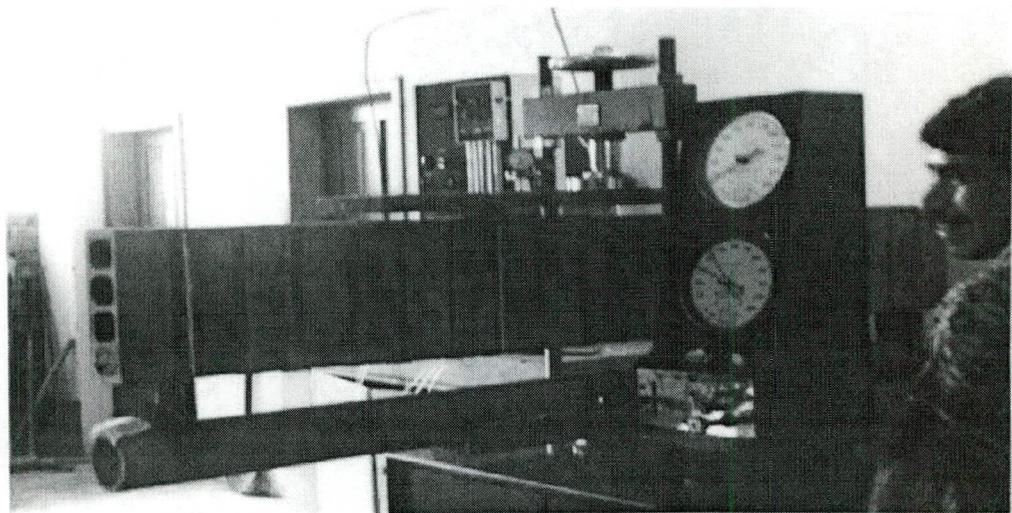
En el apoyo superior de la máquina tester, se colocó el dispositivo para aplicar carga puntual, sobre el apoyo inferior de la máquina se colocó el aparato especial mandado a confeccionar. Con cuatro personas, dos de cada extremo, se trasladó y colocó el dintel sobre el aparato, cuidando que no se produzca una inversión de esfuerzos, es decir que la tracción sólo la asimile el hierro que está colocado en la parte inferior.

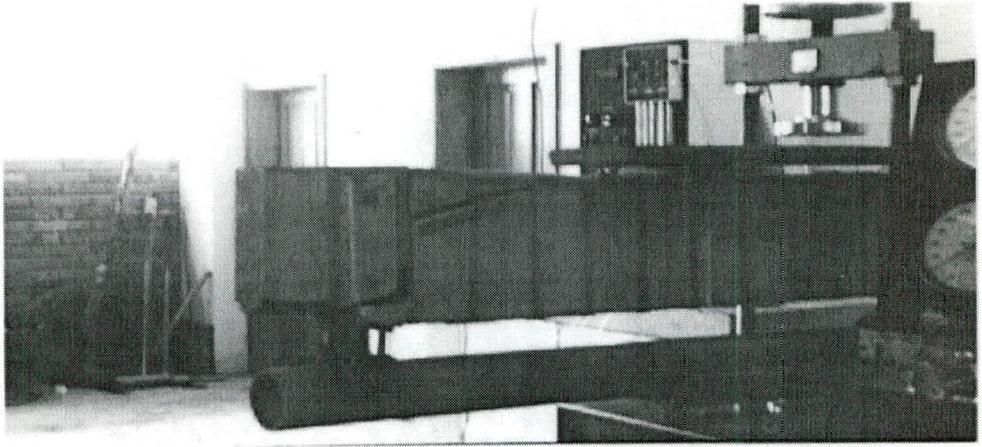
Se colocó el dintel sobre el aparato, centrándolo sobre éste, como la luz libre que quedó en el dintel fue de 1,8 m, se dividió al dintel en tres partes iguales de 60 cm sobre cada una de las divisiones se colocó las varillas de hierro y sobre estas se puso a la placa de acero. Bajo estas circunstancias se bajó la parte superior de la máquina donde estaba el dispositivo para la aplicación de la carga puntual, hasta que haga contacto con el dintel, se detuvo en esta posición y se colocó el deformímetro en la parte central del dintel, para poder determinar la flecha en el perfil.

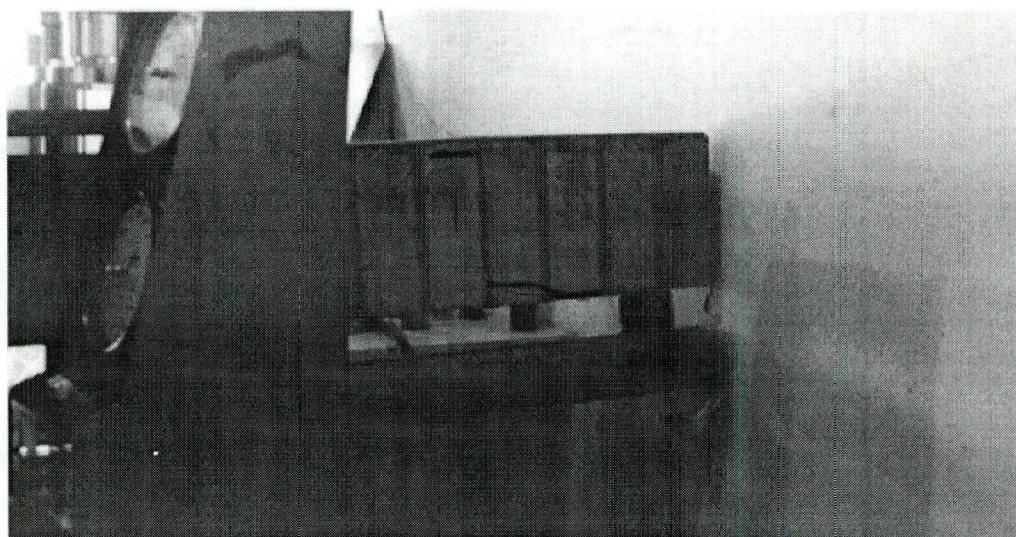
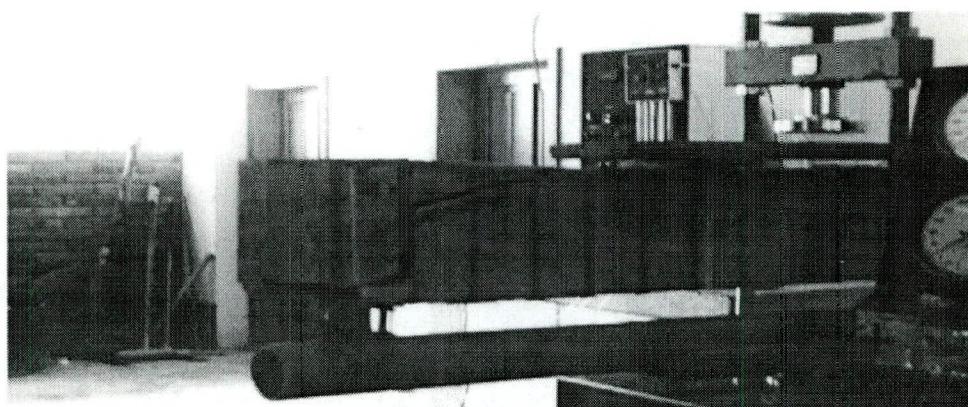


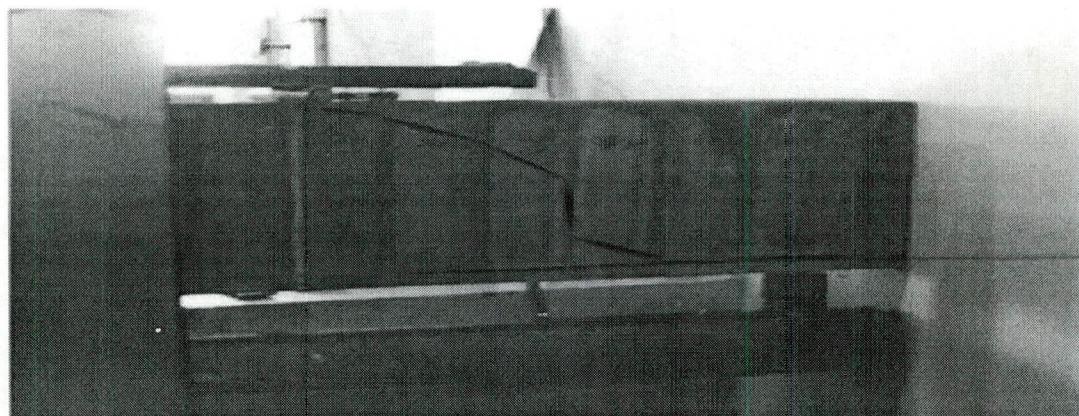
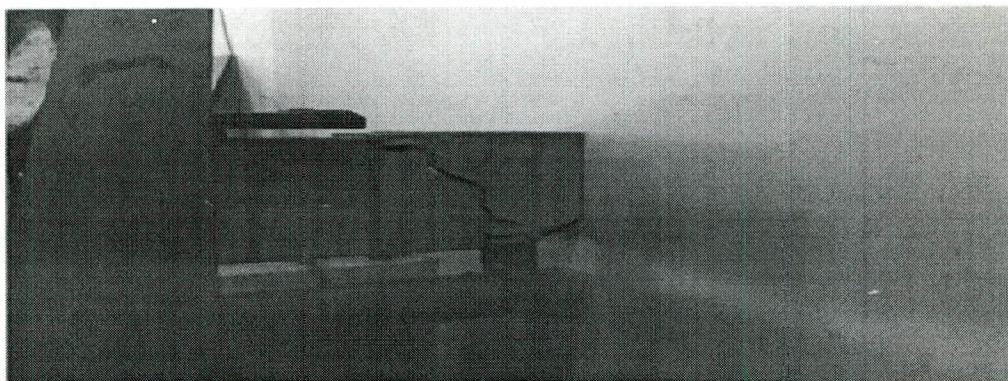
Una vez colocados todos los dispositivos se empezó a aplicar la fuerza y se midió la lectura final de rotura del dintel así como la flecha. Siguiendo el mismo procedimiento se probaron todos los demás dinteles.

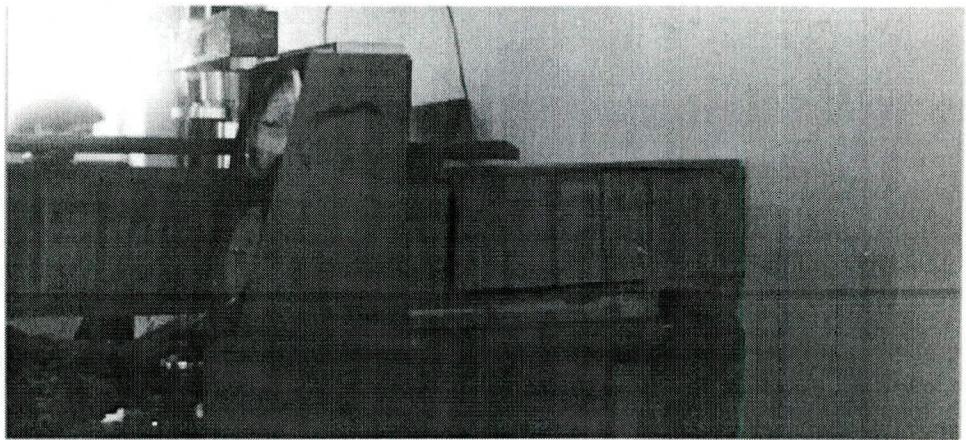
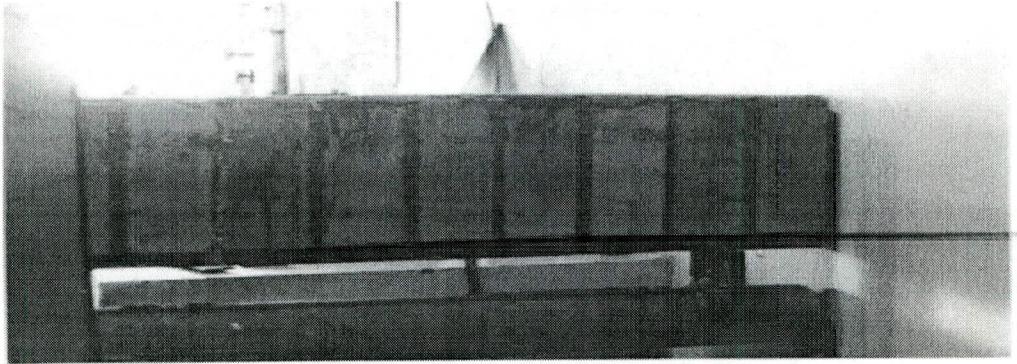
A continuación se ilustra con fotografías y gráficos la colocación del dintel así como las fallas de los mismos.

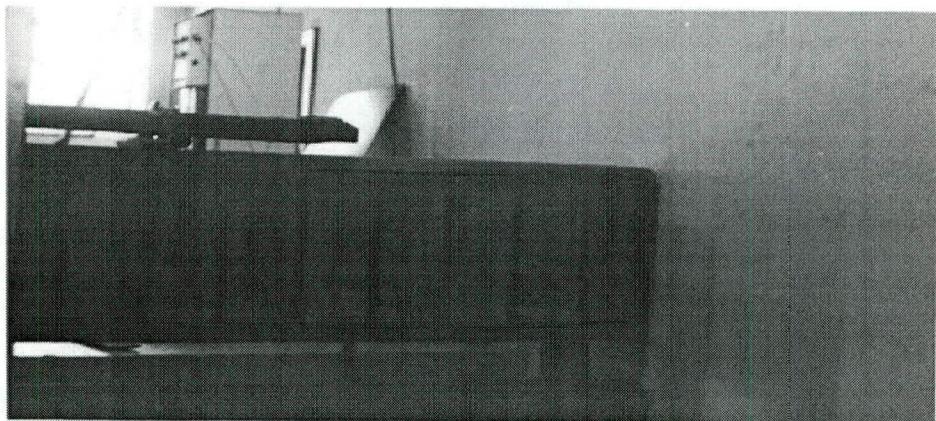




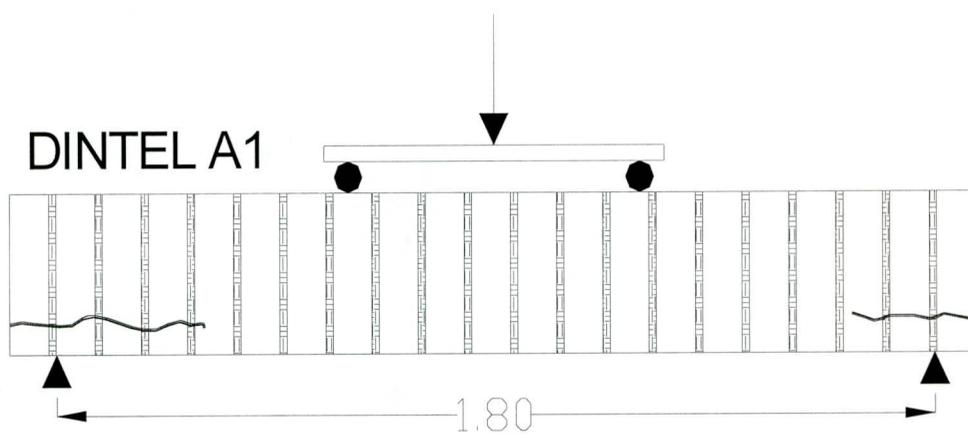




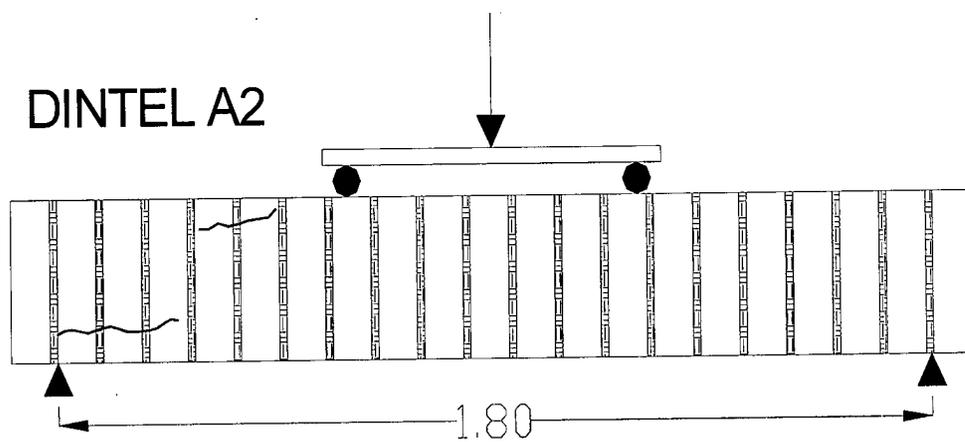




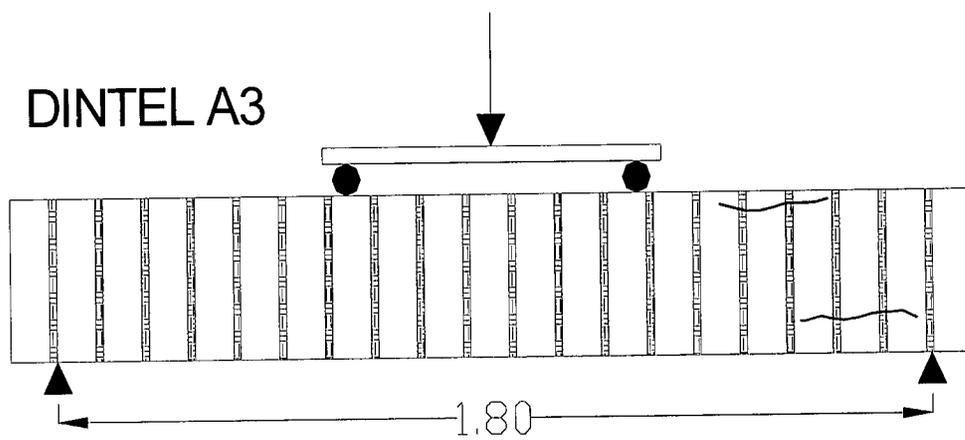
GRÁFICOS DE LAS FORMAS DE FALLA DE CADA UNO DE LOS DINTELES.

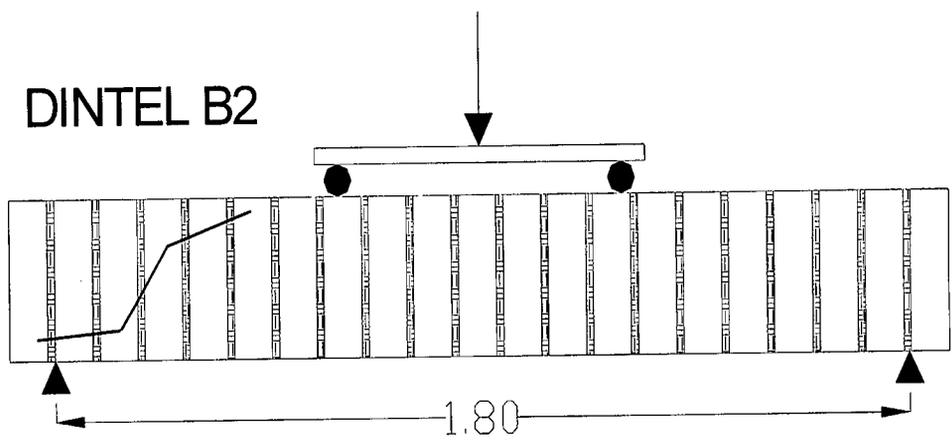
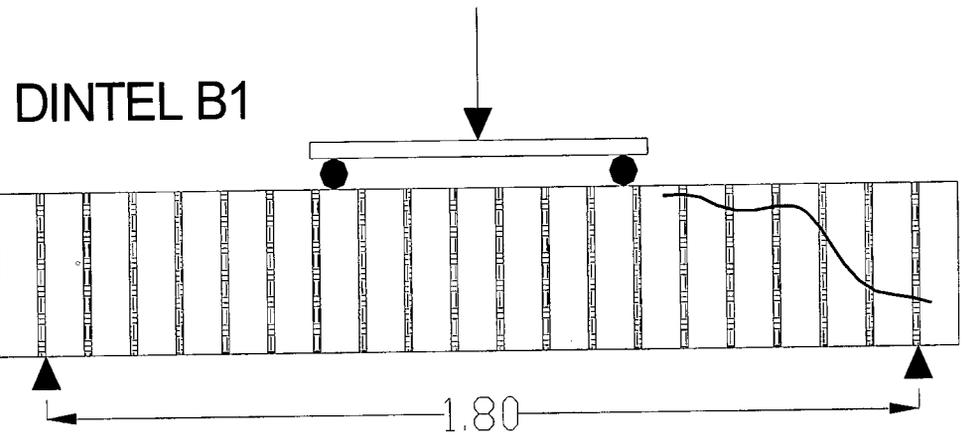


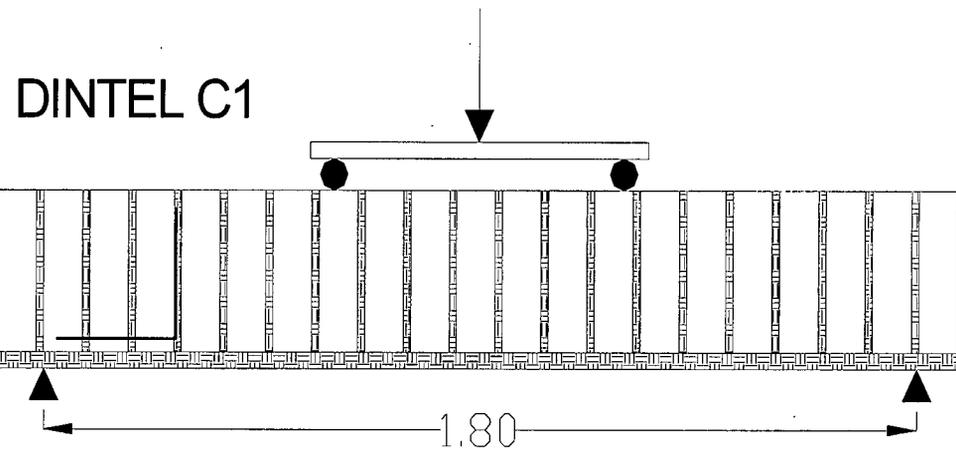
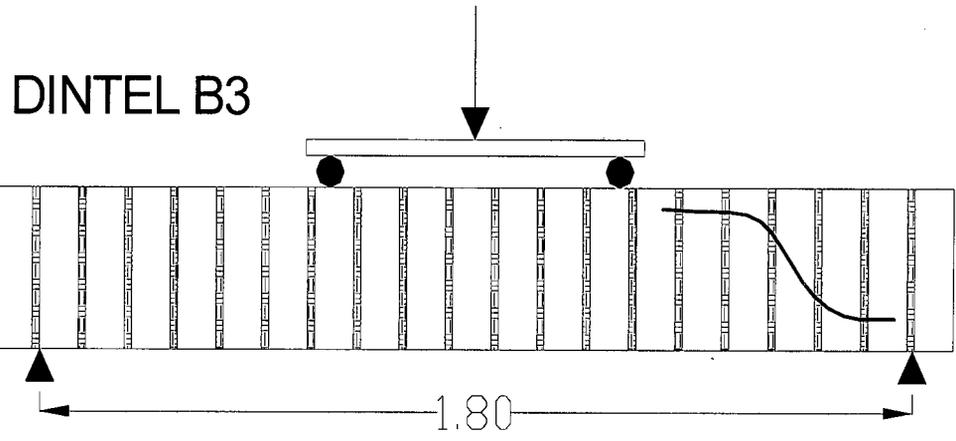
DINTEL A2

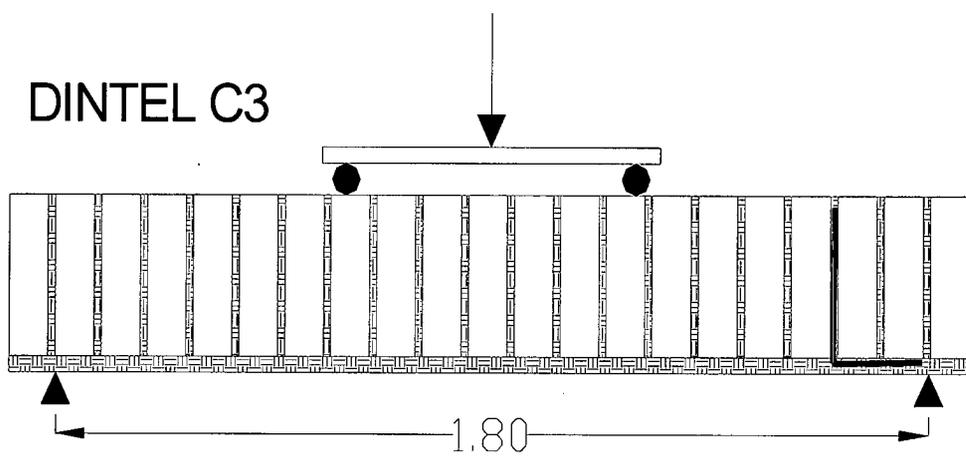
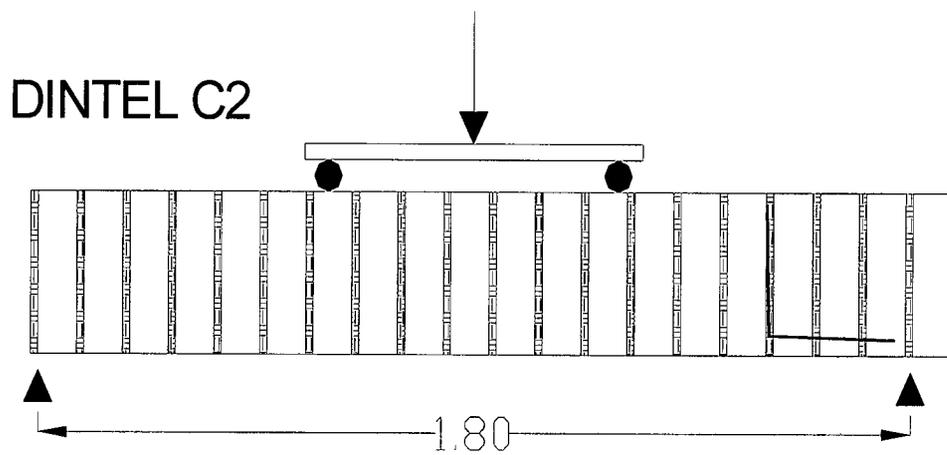


DINTEL A3



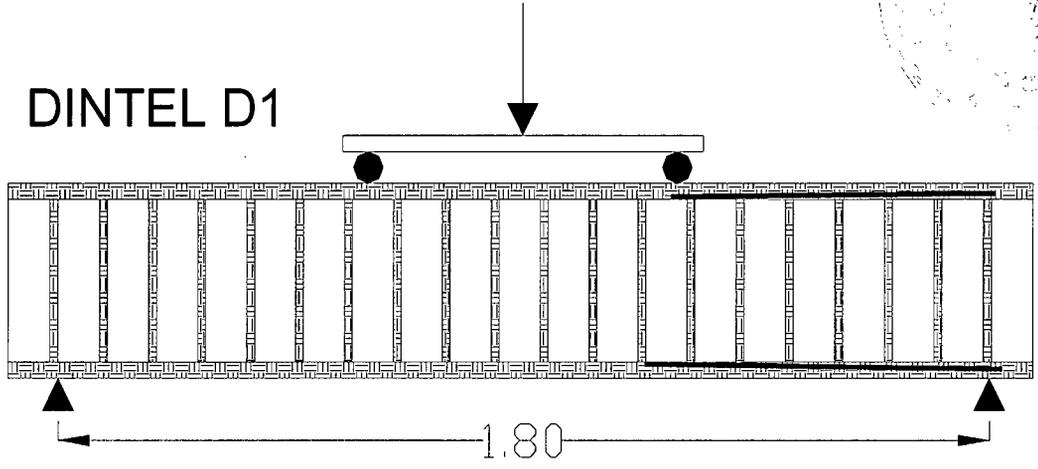




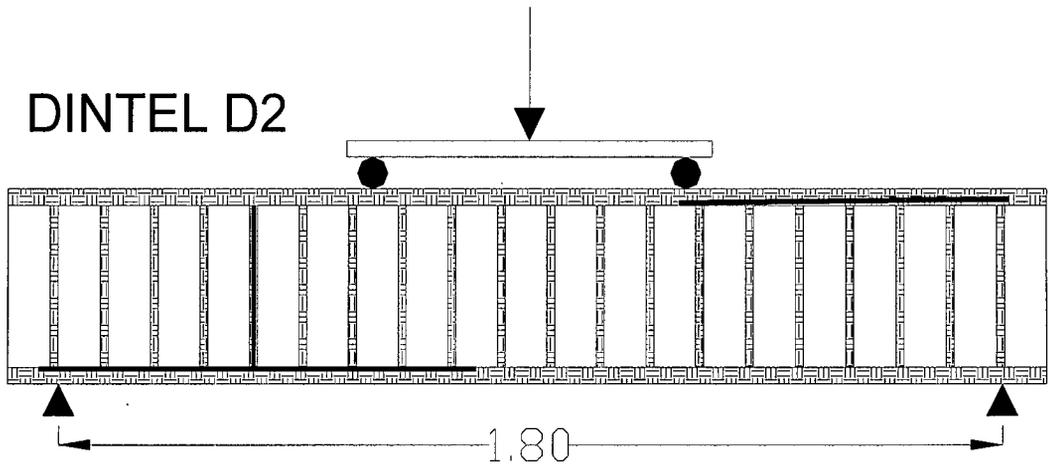


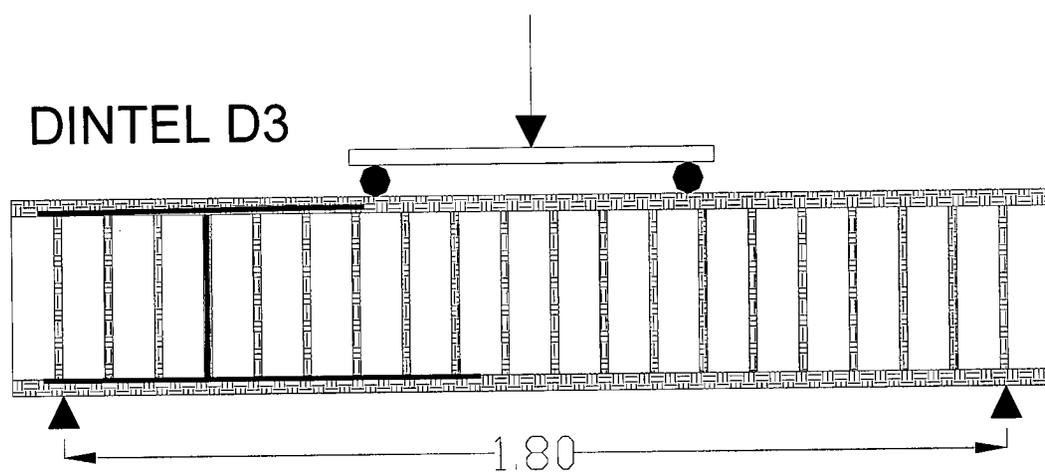


DINTEL D1



DINTEL D2





CAPÍTULO VI

6. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

En el capítulo cuatro se plantearon un modelo teórico de análisis para aplicar a los diferentes dinteles construidos, y en base al estudio realizado con cada uno de los especímenes se ha obtenido la máxima resistencia de rotura a flexión y corte que teóricamente podría soportar el dintel.

En el capítulo cinco se realizaron los ensayos cargando a los especímenes con la posición de carga igual al análisis teórico; aplicando carga hasta llegar a la rotura; es decir, se obtienen las cargas reales que soporta el dintel y se observa el comportamiento de cada uno.

En este capítulo trataremos de conjugar los resultados de los dos capítulos anteriores, realizando un análisis comparativo entre los resultados teóricos y los reales, además trataremos de interpretar el comportamiento en la rotura de cada espécimen.

6.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DINTELES TIPO A

CUADRO DE RESULTADOS:

CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS DINTELES TIPO A						
	Carga teórica				Valores reales	
dintel	Flexión Kg	Deflexión Máxima Cm	corte UNAM Kg	corte ACI Kg	carga Kg	Deflexi máxima cm Cm
1	2192	0,36	780	1069	2200	0,49
2	2276	0,36	795	1090	1150	0,13
3	2226	0,35	786	1077	1230	0,33

A continuación realizaremos un análisis de los resultados obtenidos en cada uno de los dinteles.

Desde el punto de vista teórico la carga que produciría la falla en los tres dinteles es la carga de flexión, es decir, los dinteles deberían fallar por flexión. Pero debemos tomar en cuenta que el análisis teórico ha determinado que la falla a flexión se produce por compresión en la mampostería, es decir, que la mampostería llega a su resistencia máxima antes que el acero llegue a su fluencia.

Analizando el comportamiento real de cada espécimen frente a la aplicación de la carga gradual hasta la rotura, se observa que la falla es violenta produciéndose agrietamientos cerca de los apoyos, como se puede observar en los gráficos lo

cual demuestra claramente que la falla es por cortante y no por flexión como se esperaba.

Este resultado, obviamente, demuestra que el planteamiento teórico para determinar la capacidad resistente a cortante y a flexión no refleja el comportamiento real. Pero antes de pronunciar un criterio en base a los resultados reales, valdría la pena realizar un análisis del planteamiento teórico con el cual se calcularon la capacidad resistente a flexión y cortante.

- Para el cálculo de la carga máxima a rotura por flexión se usó un valor de f^*_m , E^*_m que corresponde al valor nominal de resistencia a la compresión y módulo de elasticidad, respectivamente, que corresponde a un valor de diseño, alcanzado por lo menos por el 98 % de sus piezas. Del diagrama de momento flector se observa que el momento máximo está en el centro de la luz y va decreciendo hasta llegar a cero en los apoyos. De esta observación podemos concluir que el valor de f^*_m y E^*_m están afectados por un margen de seguridad y que hay la probabilidad que en la zona de momento máximo estén las piezas más resistentes.
- No se debe perder de vista que para determinar la capacidad resistente a la fuerza cortante se usó valores recomendados por la UNAM, que es de $V^* = 3 \text{ Kg/cm}^2$ y la expresión del ACI, es decir, estos valores son puramente recomendados, aunque pudieran estar cerca de los reales no hay duda tampoco que pueden estar muy lejos de los mismos. Las causas de estas especulaciones es que no tenemos valores de V^* obtenidos mediante ensayos en el laboratorio, las razones ya se explicaron anteriormente.

De las observaciones anteriores y de los resultados del ensayo el valor de la capacidad resistente a flexión no está más allá del valor teórico calculado y que las piezas están fallando por cortante de acuerdo al agrietamiento característico de la falla por cortante. A continuación vamos a realizar un cálculo del valor del cortante V^* a partir de la carga de rotura con la expresión de la UNAM y también calcularemos el valor de f^*m usando la expresión del ACI para esfuerzo cortante.

DINTEL A1

$b = 10 \text{ cm}$

$d = 26 \text{ cm}$

$P = 2200 \text{ Kg}$

$$V = P = V^*bd \text{ UNAM}$$

$$V^* = \frac{P}{bd}$$

$$V^* = \frac{2200}{10 * 26}$$

$$V^* = 8,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V = 0,53\sqrt{f^*m} * bd = P$$

$$f^*m = \left(\frac{P}{0,53bd} \right)^2$$

$$f^*m = \left(\frac{2200}{0,53 * 10 * 26} \right)^2$$

$$f^* = 254,9 \text{ Kg/cm}^2$$

DINTEL A2

$b = 10 \text{ cm}$

$d = 26,5 \text{ cm}$

$P = 1150 \text{ Kg}$

$$V^* = \frac{1150}{10 * 26,5}$$

$$V^* = 4,34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*m = \left(\frac{1150}{0,53 * 10 * 26,5} \right)^2$$

$$f^* = 67,04 \text{ Kg/cm}^2$$

DINTEL A3

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 26,2 \text{ cm}$$

$$P = 1230 \text{ Kg}$$

$$V^* = \frac{1230}{10 * 26,2}$$

$$V^* = 4,69 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^* m = \left(\frac{1230}{0,53 * 10 * 26,2} \right)^2 \quad f^* = 79,67 \text{ Kg/cm}^2$$

Si bien es cierto que con tres especímenes no son suficientes para visualizar una tendencia del comportamiento, según los resultados obtenidos, podríamos sin embargo realizar las siguientes observaciones.

- La expresión de la UNAM, usando la carga de rotura demuestra que el valor de V^* tiende a 2 Kg/cm^2 .
- Los valores de $f^* m$ obtenidos, está muy debajo de los valores correspondientes al valor nominal obtenido mediante ensayos, esto implicaría que el factor de 0,53 es muy elevado y para obtener un valor de $f^* m$ igual al valor nominal, el factor debería estar alrededor de 0,4.

ANÁLISIS DE LAS DEFLEXIONES TEORICAS FRENTE A LAS REALES.

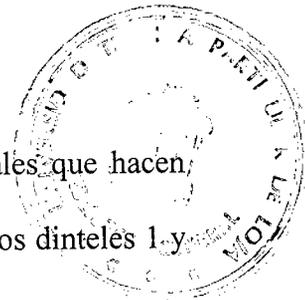
En cuanto a los valores de deflexión obtenidos se puede observar en el cuadro de resultados que la deflexión teórica está muy por arriba del valor real obtenido, éste comportamiento pensamos que tiene sentido, ya que la deflexión teórica supone que el dintel llega a su máxima deflexión cuando alcanza la carga de rotura a flexión, pero realmente esto no sucede, la falla se produce por cortante, sin permitir que se produzca la deflexión máxima posible debida a la flexión.

6.2 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DINTELES TIPO B

CUADRO DE RESULTADOS.

CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS DINTELES TIPO B						
	CARGA TEÓRICA				Valores reales	
Dintel	Flexión Kg	Deflexi máxima cm	Corte UNAM Kg	Corte ACI Kg	Carga Kg	Deflexi máxim cm
1	2226	0,36	351	481	3070	0,25
2	2292	0,32	364	499	3120	0,19
3	2327	0,35	359	492	3370	0,33

Al igual que los dinteles tipo A se puede observar en el cuadro de resultados que, desde el punto de vista teórico, los tres tipos de dinteles B deberían fallar a flexión y de acuerdo al análisis teórico esta falla de flexión es por compresión de



la mampostería antes de que el acero fluya. Pero las cargas reales que hacen fallar a los dinteles son mayores a las de cortante en las caras de los dinteles 1 y

3.

De acuerdo a las observaciones de la forma de fallar los tres dinteles, todos son por esfuerzo cortante, es decir, que los dinteles fallan por esfuerzo cortante sin llegar a la capacidad máxima de flexión, lo que quiere decir que la capacidad resistente a flexión esta mucho más allá del valor teórico y podría soportar una carga mayor que la de falla si de algún modo se podría garantizar la resistencia al esfuerzo cortante, pero lo cierto es que los tres dinteles fallaron por esfuerzo cortante, esto lo podemos decir debido al agrietamiento característico de cortante. Con estos resultados deberíamos tener en cuenta los planteamientos teóricos con los cuales se realizaron los análisis, pero a estos ya los anotamos en los análisis del dintel tipo A en los numerales 1 y 2 que son válidos para el dintel tipo B.

Con estas observaciones, vamos a determinar el valor de V^* y f^*m a partir de la carga real de rotura aplicando las expresiones de la UNAM y ACI usadas para el cálculo teórico de la capacidad resistente a fuerza cortante.

DINTEL B1

$b = 10 \text{ cm}$
 $d = 26,2 \text{ cm}$
 $P = 3070 \text{ Kg}$

$$V^* = \frac{3070}{10 * 26,2}$$

$$V^* = 11,72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*m = \left(\frac{3070}{0,53 * 10 * 26,2} \right)^2$$

$$f^* = 488,79 \text{ Kg/cm}^2$$

DINTEL B2

$$\begin{aligned} b &= 10 \text{ cm} \\ d &= 27 \text{ cm} \\ P &= 3120 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$V^* = \frac{3120}{10 * 27}$$

$$V^* = 11,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^* m = \left(\frac{3120}{0,53 * 10 * 27} \right)^2 \quad f^* = 475,37 \text{ Kg/cm}^2$$

DINTEL B3

$$\begin{aligned} b &= 10 \text{ cm} \\ d &= 26,8 \text{ cm} \\ P &= 3370 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$V^* = \frac{3370}{10 * 26,8}$$

$$V^* = 12,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^* m = \left(\frac{3370}{0,53 * 10 * 26,8} \right)^2 \quad f^* = 562,91 \text{ Kg/cm}^2$$

Igualmente que en el caso anterior, tres valores nunca serán suficientes para visualizar una tendencia; sin embargo, al menos tenemos estos valores para comparar.

Los valores de V^* tienen un valor medio de $11,96 \text{ Kg/cm}^2$

El valor de f^*m está sobre el valor nominal.

ANÁLISIS DE LA DEFLEXIONES TEÓRICAS FRENTE A LAS REALES.

En cuanto a estos valores no están muy alejados de los teóricos sin embargo son menores a los mismos en todos los casos, esto en cierta forma tiene su razón, ya anotada en el análisis de las deflexiones de los dinteles tipo A.

6.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DINTELES TIPO C

CUADRO DE RESULTADOS.

CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS DINTELES TIPO C						
Dintel	CARGA TEÓRICA				Valores reales	
	Flexión Kg	Deflexión máxima Kg	Corte UNAM Kg	Corte ACI Kg	Carga Kg	Deflexi máxima Kg
1	3099	0,31	385	529	2700	0,12
2	3138	0,31	391	536	2750	0,16
3	3138	0,31	387	531	2150	0,13

Estos dinteles al igual que los anteriores, según el cuadro de resultados nos indica que desde el punto de vista teórico la falla será por flexión por compresión de la mampostería antes de que fluya el acero, como lo indican las experiencias con elementos de hormigón armado, este tipo de falla es violenta. Teóricamente el

fracaso por cortante está garantizado ya que los valores de la capacidad resistente dadas por la expresiones de la UNAM y ACI son mayores de las que resultan del análisis a la flexión.

Desde el punto de vista real, es decir, en base a la capacidad resistente obtenida en el ensayo y a su forma de fallar; por supuesto, basados en resultados obtenidos y en investigaciones con elementos de hormigón armado, podemos decir que la falla de todos los especímenes del tipo C son debido al esfuerzo cortante.

Los valores de las cargas reales que hacen fallar a los especímenes son menores a la carga teórica de flexión y menores a la carga de cortante dadas por las expresiones de la UNAM y están cerca de los valores dados por el ACI para cortante.

Por la forma de fallar y por la magnitud de carga que provoca la misma queda demostrado que la capacidad soportante por flexión está más o menos igual al valor teórico calculado pero aun así existe una pequeña diferencia, esta tiene su explicación dado que los valores de compresión en la mampostería (f^*m) y el módulo de elasticidad (E_m) utilizados para realizar el análisis teórico de los esfuerzos de flexión, corresponden a un valor nominal de diseño alcanzado por más del 98 % de las piezas ensayadas. Es decir, los valores de f^*m y E_m están afectados por un margen de seguridad y además existe la posibilidad de que en la zona de momento máximo estén las piezas más resistentes. Para el análisis teórico de esfuerzo cortante no olvidemos que hemos usado valores recomendados.

Es muy importante la forma de fallar de éstos dinteles no hay que olvidar la forma constructiva de los mismos. En su parte inferior están construidos con una capa de

mortero de aproximadamente 2,5 cm en donde se encuentra embebido el refuerzo. Si observamos los gráficos de agrietamiento que provoca la falla de los especímenes, en los tres casos son por falta de adherencia entre la capa de 2,5 cm de mortero y los ladrillos colocados sobre esta.

Si clasificamos éste tipo de falla de los especímenes en base a estudios en elementos de hormigón armado, diríamos que ésta es una falla en adherencia por cortante.

A continuación igual que en los casos anteriores vamos a determinar dos valores de V^* y f^*m , a partir de los valores de la carga real de rotura, utilizando las expresiones de la UNAM y ACI, usadas para el cálculo teórico.

DINTEL C1

B = 10 cm
D = 31 cm
P = 2700 Kg

$$V^* = \frac{2700}{10 * 31}$$

$$V^* = 8,71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^* m = \left(\frac{2700}{0,53 * 10 * 31} \right)^2$$

$$f^* = 270,06 \text{ Kg/cm}^2$$

DINTEL C2

B = 10 cm
D = 31,2 cm
P = 2750 Kg

$$V^* = \frac{2750}{10 * 31,2}$$

$$V^* = 8,81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^* m = \left(\frac{2750}{0,53 * 10 * 31,2} \right)^2$$

$$f^* = 276,57 \text{ Kg/cm}^2$$

DINTEL C3

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 31,2 \text{ cm}$$

$$P = 2150 \text{ Kg}$$

$$V^* = \frac{2150}{10 * 31,2}$$

$$V^* = 6,89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^* m = \left(\frac{2150}{0,53 * 10 * 31,2} \right)^2$$

$$f^* = 169,05 \text{ Kg/cm}^2$$

Igualmente en éste caso diremos que tres valores no son suficientes para apreciar una tendencia segura, sin embargo de éstos tres valores podemos decir que tienen un valor de V^* promedio de $8,13 \text{ Kg/cm}^2$ es muy superior del valor usado en el análisis teórico que es de 3 Kg/cm^2 y el valor de f^*m medio de $238,3 \text{ Kg/cm}^2$, que esta muy por debajo del valor nominal, esto implicaría que el factor de 0,53 usado en la expresión del ACI, debería diferente.

ANÁLISIS DE LAS DEFLEXIONES TEÓRICAS FRENTE A LAS REALES

En cuanto al valor de las deflexiones reales obtenidas son mucho menores a las teóricas calculadas, esto debería ser así, recordemos que las deflexiones teóricas máxima, están calculadas con una carga de flexión máxima, esto supone que la flexión alcance su máximo valor, cosa que no sucede en la realidad.

6.4 ANÁLISIS DE RESULTADOS DE LOS DINTELES TIPO D.

CUADRO DE RESULTADOS.

CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS DINTELES TIPO D						
	CARGA TEÓRICA				Valores reales	
Dintel	Flexión Kg	Deflex máxima Cm	Corte UNAM Kg	Corte ACI Kg	Carga Kg	Deflex máxim cm
1	4225	0,36	392 1272	538 1417	2650	0,12
2	4243	0,74	393 1278	539 1424	2870	0,15
3	4217	0,78	390 1270	535 1415	2420	0,20

Antes de revisar el cuadro de resultados, debemos tener presente la forma constructiva de estos dinteles, que tiene en su parte inferior una capa de 2,5 cm

aproximadamente y en la parte superior una capa de unos 2,5 cm, y el refuerzo superior e inferior y los estribos armados de la forma que ya se ha indicado anteriormente.

Estos dinteles desde el punto de vista constructivo parecían mucho más resistentes que los anteriores y efectivamente el análisis teórico así lo demuestra. Este análisis concluye que se llegaría a la falla por esfuerzo cortante como se indica en el cuadro de resultados. Lo cual coincide con los resultados reales obtenidos, al menos en la falla por cortante como se esperaba.

En el cuadro de resultados, los valores teóricos obtenidos para el esfuerzo cortante con las expresiones de la UNAM y ACI, tienen dos valores para cada expresión, en cada uno de los dinteles. El primer valor corresponde a la resistencia al cortante proporcionado únicamente por la mampostería y el segundo corresponde al valor proporcionado por la mampostería y por el refuerzo transversal (estribos).

Aunque los valores teóricos obtenidos para la capacidad máxima por flexión son mayores que las cargas reales, que hacen fracasar los dinteles, no olvidemos que estos valores reales de flexión tienen que ser mayores, esto en base a los resultados obtenidos en los dinteles anteriores, si el corte estuviera garantizado. Los análisis teóricos nos demuestran que la forma de falla observada, en los ensayos, es típica de esfuerzo cortante, y se produce por falta de adherencia entre la capa superior e inferior del mortero y en los ladrillos entre ellos, produciéndose levantamiento de las capas seguido de una separación en la junta del ladrillo donde no hay estribos.

Si observamos detenidamente el cuadro de resultados, los valores teóricos para esfuerzo cortante proporcionado únicamente por la mampostería (UNAM), prácticamente coinciden con los valores reales obtenidos en el ensayo. Por ello casi podemos precisar que la contribución del esfuerzo cortante transversal a esfuerzo cortante es mínima o parece ser que los estribos están realizando únicamente la función de mantener fija la posición del refuerzo superior y evitando el deslizamiento de los ladrillos a través de la junta.

Para seguir con el mismo procedimiento de la forma en que hemos estado realizando en los dinteles anteriores vamos a calcular los valores de V^* a partir de las cargas reales suponiendo que el refuerzo transversal no contribuye mayormente usaremos la expresión teórica dada por la UNAM.

DINTEL D1

b = 10 cm
d = 33,8 cm
P = 2650 Kg

$$V^* = \frac{2650}{10 * 33,8}$$

$$V^* = 7,84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^* m = \left(\frac{2650}{0,53 * 10 * 33,8} \right)^2$$

$$f^* = 218,83 \text{ Kg/cm}^2$$

DINTEL D2

b = 10 cm
d = 34 cm
P = 2870 Kg

$$V^* = \frac{2870}{10 * 34}$$

$$V^* = 8,44 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^* m = \left(\frac{2870}{0,53 * 10 * 34} \right)^2$$

$$f^* = 253,66 \text{ Kg/cm}^2$$

DINTEL D3

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$d = 33,8 \text{ cm}$$

$$P = 2420 \text{ Kg}$$

$$V^* = \frac{2420}{10 * 33,8}$$

$$V^* = 7,16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^* m = \left(\frac{2420}{0,53 * 10 * 33,8} \right)^2$$

$$f^* = 182,49 \text{ Kg/cm}^2$$

ANÁLISIS DE LA DEFLEXIONES TEÓRICAS FRENTE A LAS REALES.

En cuanto a las deflexiones, del cuadro de resultados se puede observar que los valores teóricos son muy elevados con respecto a los valores reales, esto tiene sentido, ya que los valores teóricos están calculados con el supuesto que el dintel falle por flexión y con la carga máxima que puede soportar a flexión.

A continuación realizaremos un cuadro resumen de los resultados obtenidos, tanto teóricos como reales.

6.5 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LOS DINTELES TIPO E.

Las características particulares de cada obra aconsejarán la elección de un arco biarticulado o uno empotrado. Los arcos empotrados requieren estribos inmóviles que impidan no solo los desplazamientos verticales y horizontales, sino que también se produzcan giros en las secciones de los arranques. En los arcos de la cubiertas sustentadas por pilares o muros, será evidentemente imposible impedir la rotación de sus arranques, ya que la rigidez de las estructuras de apoyo no es suficiente a este respecto. Los arcos biarticulados son, por el contrario, insensibles a los giros y también a las pequeñas diferencias de asiento entre sus extremos, razón por la cual se podrán construir casi siempre unos estribos para los mismos bastante más económicos que los que se precisan para los arcos empotrados.

CUADRO DE RESUMEN DE RESULTADOS TOTALES.

CAPACIDAD RESISTENTE DE LOS DINTELES						
Dintel	Flexión Kg	Deflexi máxima Cm	Corte UNAM Kg	Corte ACI Kg	Carga Kg	Deflexi máxima Cm
A1	2192	0,36	780	1069	2200	0,49
A2	2276	0,36	795	1090	1150	0,14
A3	2226	1,44	786	1077	1230	0,33
B1	2226	1.4	351	481	3070	0,25
B2	2292	0,32	364	499	3120	0,19
B3	2327	0,35	359	492	3370	0,33
C1	3099	0,31	385	529	2700	0,6
C2	3138	0,31	391	536	2750	0,16
C3	3138	0,31	387	531	2150	0,13
D1	4225	0,36	392 1272	538 1417	2650	0,12
D2	4230	0,74	393 1278	539 1424	2870	0,15
D3	4217	0,78	390 1270	535 1415	2420	0,20

CAPÍTULO VII

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1 CONCLUSIONES.

A continuación se expone las conclusiones a las que se ha llegado luego de haber desarrollado esta tema, se tratará de señalar los puntos más sobresalientes de modo que puedan servir para trabajos posteriores.

- De las visitas que se ha realizado a las fábricas de ladrillo artesanal, ubicadas en la población de Catamayo, se observó que la forma de fabricación no ha tenido ninguna tecnificación. El proceso constructivo es casi el mismo que desde sus orígenes. Esto nos llevó a determinar que no se puede llegar a tener uniformidad, dentro de un rango aceptable, en las propiedades mecánicas del ladrillo artesanal.
- El ladrillo industrial, elaborado por la fábrica Arcimego en la Parroquia San Pedro de la Bendita del Cantón Catamayo, presenta uniformidad en el acabado y los fabricantes han realizado una serie de estudios acerca de la propiedades de los productos hechos por ellos, que realmente corresponde a los realizados mediante los ensayos hechos en el presente trabajo.
- En las pilas de mampostería ensayadas se obtuvo un valor nominal de resistencia a la compresión que es menor al valor nominal de los materiales constitutivos, y forma de falla es frágil después de alcanzar el esfuerzo máximo. Estos resultados ya los han obtenido estudios realizados por M. J Nigel Prestley que dice que es muy difícil predecir las características en

compresión de conjunto, en base a sus materiales constitutivos, así como tampoco se puede predecir fácilmente las propiedades del concreto a partir de las resistencias y módulo de elasticidad individuales del agregado y la pasta de cemento. La explicación que da M. J: Nigel Prestley al mecanismo de falla bajo compresión mono axial en las pilas de tres o más hiladas, dice que la falla casi siempre se inicia con un agrietamiento vertical de tensión en la unidad relativamente más resistente de mampostería de ladrillo o de concreto en vez de un aplastamiento apreciable del mortero o lechada más débiles. Este comportamiento ha sido explicado por Hilsdor como consecuencia del menor módulo de elasticidad y resistencia al aplastamiento del mortero, y el rápido incremento en la relación de Poisson del mortero al acercarse el esfuerzo de aplastamiento.

- En este caso en la mampostería utilizada se observó que falla la adherencia entre el mortero y el ladrillo. Para trabajos futuros se deben tomar las medidas necesarias para mejorar ésta.
- No existen estudios del comportamiento y capacidad resistente de mampostería en la localidad y resultaría de mucho riesgo realizar diseño de mamposterías usando valores nominales recomendados para otras regiones o u otros países. Si se va a utilizar la mampostería como material resistente debería exigirse la realización de ensayos para obtener los parámetros propios para cada caso, con la mampostería que va a utilizarse.
- Dado el tipo de material no es posible transcribir las cuantías mínima y máxima dadas para el hormigón armado.
- En estos tipos de dinteles de ladrillo armado se produjo primero la falla por cortante antes que se desarrolla la falla por flexión.

- De los resultados obtenidos en los ensayos se puede observar que la falla en todos los dinteles se produjo súbitamente al aparecer la primera grieta inclinada, a este tipo de falla se denomina falla a tensión diagonal. Esta falla por cortante se produce violentamente.
- Los resultados obtenidos son válidos únicamente para los especímenes que se han realizado, es decir, no se puede a partir de estos ensayos tratar de generalizar los resultados y comportamientos.
- En estas conclusiones no se han incluido valores numéricos dado que el número de ensayos realizados es muy bajo para reflejar un comportamiento general de estos elementos.

7.2 RECOMENDACIONES.

Las recomendaciones que se puede dar son en base a las experiencias obtenidas y a la revisión bibliográfica realizada.

- A nivel de ladrillo artesanal se puede mejorar mucho la calidad del mismo, mediante asesoramiento técnico que podría darse con respecto a la calidad de la arcilla con la que se elabora los ladrillos así como también en el proceso constructivo. Se observó que la fábrica ARCIMEGO está en condiciones de realizar constantes estudios sobre las propiedades de sus ladrillos a fin de disponer de mayor información. Y también en base a estos estudios ir mejorando la calidad del producto, lo que daría como resultado un mayor uso de este tipo de ladrillo.

- El ladrillo que se va a utilizar debe tener valores de resistencia a compresión de todo un lote, a partir de un muestreo aleatorio.
- Se recomienda realizar ensayos con pilas de mampostería para determinar la resistencia a compresión, módulo de elasticidad y resistencia al corte. Como lo indica la UNAM en su folleto.
- Se aconseja realizar estudios de adherencia entre el ladrillo y el mortero con el objeto de obtener un mortero estandarizado para cada tipo de ladrillo lo que garantice la adherencia entre estos dos materiales.
- Se recomienda mejorar el Laboratorio para poder realizar este tipo de ensayos, ya que para poder realizar los mismos nos vimos en la necesidad de acoplarnos en otros equipos para efectuar un estudio lo más cercano posible a la realidad.

BIBLIOGRAFÍA

- BASES DE CÁLCULO (NOMAS DIM)
BERNHARD WELDER, E
Editorial PALESTRA, Barcelona
- DESIGN OF EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES
PRESTLEY M. J. N.
- DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA
INSTITUTO DE INGENIERÍA
UNAM, México 1977 Folleto # 403
- ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO
PARK, R
PAULAY, T
Editorial Limusa 1979
- HORMIGÓN ARMADO
GONZALEZ CUEVAS, OSCAR M
Editorial Limusa
- LA OBRA DE FABRICA DE LADRILLO
SMIT, S
Editorial BLUME, Barcelona
- MANUAL DEL ARQUITECTO Y CONSTRUCTOR.
KIDDER - PARKER
Editorial UTEHA, México
- MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
Buenos Aires

- PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN
WINTER, GEROGE
NILSON, ARTHUR
Editorial REVERTE, Barcelona
- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO
REFORZADO
Editorial Abeja, México

ÍNDICE.

1 ANTECEDENTES Y OBJETIVOS.	
1.1 Antecedentes.....	2
1.2 Objetivos.....	3
2. RECOPIACIÓN DE DATOS SOBRE MAMPOSTERÍA Y LADRILLOS	
2.1 Ladrillos.....	6
2.1.1 Definición.....	6
2.1.2 Clasificación.....	8
2.1.3 Algunos tipos de ladrillos que se realizan en la localidad ...	14
2.1.4 Datos recopilados de estudios realizados en algunas fábricas de la localidad....	16
2.1.5 Determinación de los porcentajes de arcilla, arena, caolín, y demás componentes del ladrillo.....	18
2.1.6 Ensayos de resistencia a la compresión.....	18
2.1.7 Módulo de elasticidad.....	22
2.1.8 Resistencia del ladrillo al corte.....	24
2.1.9 Resistencia a la flexión.....	28
2.1.10 Módulo de rotura.....	29
2.1.11 Resultados de los ensayos de resistencia a la compresión de ladrillos.....	33
2.2 Morteros.....	55
2.2.1 Definición.....	55
2.2.2 Tipos de morteros.....	57
2.2.3 Dosificación de morteros.....	57
2.2.4 Árido fino a utilizarse en la elaboración del mortero.....	62
2.2.5 Características físicas del árido.....	62

2.2.6	Ensayos de densidades, granulometrías, impurezas orgánicas, partículas finas menores de 75 micras, sedimentación de partículas finas después de una hora, contenido de humedad.....	63
2.2.7	Datos de los ensayos realizados a la arena en el Laboratorio de Resistencia de Materiales.....	66
2.2.8	Dosificación del mortero.....	72
2.2.9	Pruebas a compresión y tracción de morteros.....	75
2.2.10	Análisis de resultados de pruebas a compresión.....	75
2.3	Mampostería.....	76
2.3.1	Definición.....	76
2.3.2	Muros de ladrillo.....	77
2.3.3	Textura.....	78
2.3.4	Hiladas.....	78
2.3.5	Juntas.....	81
2.3.6	Datos recopilados sobre mampostería.....	81
2.3.7	Obtención de las propiedades mecánicas de la mampostería.....	81
2.3.8	Recomendaciones dadas por la UNAM.....	82
2.3.9	Elaboración de las pilas de mampostería para la obtención de la propiedades mecánicas.....	85
2.3.10	Proceso de ensayo a compresión de las pilas de mampostería.....	89
2.3.11	Obtención de los valores nominales de resistencia a compresión y módulo de elasticidad.....	92
3.	FORMAS CONSTRUCTIVAS DE LOS DINTELES DE LADRILLO ARMADO.	
3.1	Dinteles.....	95
3.1.1	Dinteles rectos.....	96

3.1.2 Dinteles curvos y abovedados.....	97
3.2 Dinteles de ladrillo armado.....	103
3.3 Forma constructiva de los dinteles a estudiarse.....	108
3.4 Elaboración de los modelos.....	111
3.5 Dinteles tipo A.....	111
3.6 Dinteles tipo B.....	113
3.7 Dinteles tipo C.....	115
3.8 Dinteles tipo D.....	117
3.9 Dinteles tipo E.....	119
3.10 Curado.....	121
4. CREACIÓN DE MODELOS TEÓRICOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LA FLEXIÓN Y CORTE DE LOS DINTELES DE HORMIGÓN ARMADO.	
4.1 Recomendaciones técnicas dadas para el diseño de mampostería.....	125
4.2 Comportamiento de elementos de hormigón armado sometidos a esfuerzo de flexión y corte.....	127
4.2.1 Efectos del mortero flexionante.....	127
4.2.1.1 Comportamiento y modos de falla de elementos de hormigón armado sujetos a flexión simple.....	127
4.2.1.2 Suposiciones básicas de la teoría de la resistencia a flexión.....	131
4.2.1.3 Tensiones elásticas, sección no agrietada.....	139
4.2.1.4 Tensiones elásticas, sección agrietada.....	140
4.2.1.5 Bloque de esfuerzos rectangular equivalente.....	144
4.2.1.6 Deformación del concreto a la resistencia máxima.....	145
4.2.2 Efecto de la fuerza cortante en elementos de hormigón armado.....	146

4.2.2.1 Comportamiento y modos de falla.....	153
4.2.2.2 Mecanismos de falla por cortante.....	159
4.3 Análisis de los dinteles de ladrillo de hormigón armado y calculo de su capacidad resistente a momento flexionante y fuerza cortante.....	164
4.3.1 Falla a tensión.....	166
4.3.2 Falla a compresión.....	166
4.3.3 Análisis de esfuerzo cortante.....	166
4.4 Análisis de los dinteles de ladrillo armado y cálculo de su capacidad resistente a momento flexionante y fuerza cortante.....	167
4.4.1 Análisis del dintel tipo A.....	167
4.4.2 Análisis del dintel tipo B.....	174
4.4.3 Análisis del dintel tipo C.....	178
4.4.4 Análisis del dintel tipo D.....	182
4.4.5 Análisis del dintel tipo E.....	168
5. COMPROBACIÓN EN EL LABORATORIO.	
5.1 Preparación de modelos para pruebas en el laboratorio.....	193
5.2 Alternativas y formas de realizar el ensayo.....	193
5.3 Alternativa de ensayo seleccionada.....	194
5.4 Proceso de ensayo.....	196
6. ANÁLISI DE RESULTADOS.	
6.1 Análisis de resultados de los dinteles tipo A.....	211
6.2 Análisis de resultados de los dinteles tipo B.....	215
6.3 Análisis de resultados de los dinteles tipo C.....	218
6.4 Análisis de resultados de los dinteles tipo D.....	222
6.5 Análisis de resultados de los dinteles tipo E.....	226

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1 Conclusiones.....230

7.2 Recomendaciones.....232